

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Návrh výškové budovy symetrického půdorysu

Design of the symmetric high-rise building

Študent:

Bc. Martin Laštík

Vedúci diplomovej práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2017

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Martin Laštík**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb
Téma: **Návrh výškové budovy symetrického půdorysu.
Design of the symmetric high-rise building.**
Jazyk vypracování: slovenština

Zásady pro vypracování:

1. Ocelové a ocelobetonové výškové budovy (30-60 m) – teoretický základ, příklady z praxe, výhody, nevýhody, specifika návrhu těchto konstrukcí.
2. Základní návrh dispozičního řešení a varianty statického působení zvoleného výškového objektu, způsob užívání, definice prostorového uspořádání hlavních nosných konstrukcí.
3. Předběžné posouzení hlavních nosných prvků nosné konstrukce, řešení ztužení konstrukce, zhodnocení výhod a nevýhod navržených konstrukcí.
4. Statický výpočet rozhodujících nosných prvků a ztužení konstrukce.
5. Návrh a posouzení vybraných spojů.
6. Výrobní dokumentace důležitých nebo zvláštních částí konstrukce.
7. Základní postup montáže navržených konstrukcí, technologický postup.

Seznam doporučené odborné literatury:


- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991: Zatížení konstrukcí – příslušné části.
- [3] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha : ČNI, 2006.
- [5] ČSN EN 1994-1-1: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [6] Studnička, J., Macháček, J. Votlučka, L.: Ocelové konstrukce 20 – Pozemní stavby, Praha 1998
- [7] Wald, F., Sokol, S.: Navrhování styčníků, Praha, 1998.
- [8] Marek, P.: Kovové konstrukce pozemních staveb, Praha, SNTL, 1985.
- [9] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau
- [10] Internet

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.


Vedoucí diplomové práce: **Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2017

Datum odevzdání: 01.12.2017



doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prehlásenie študenta

Prehlasujem, že som celú diplomovú prácu vrátane príloh vypracoval samostatne pod vedením Ing. Miroslava Rosmanita, Ph.D. a uviedol som všetky použité zdroje a literatúru.

V Ostrave 30.11.2017

.....

podpis študenta

Prehlasujem, že

- som bol oboznámený s tým, že na moju diplomovú prácu sa vzťahuje zákon 121/2000 Zb. - autorský zákon, najmä § 35 – použitie diela v rámci občianskych a náboženských obradov, v rámci školských predstavení a použitie diela školského § 60-školské dielo.
- beriem na vedomie, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (ďalej len VŠB-TUO) má právo neziskovo pre svoje vnútorné potreby diplomovú prácu použiť (§ 35 odst.3).
- súhlasím s tým, že jeden výtlačok diplomovej práce bude uložený v Ústrednej knižnici VŠB-TUO k prezenčnému nahliadnutiu. Súhlasím s tým, že údaje o diplomovej práci budú zverejnené v informačnom systéme VŠB-TUO.
- bolo dojednané, že s VŠB-TUO , v prípade záujmu z jej strany, uzatvorím licenčnú zmluvu s oprávnením použiť dielo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bolo dojednané, že použiť svoje dielo – diplomovú prácu alebo poskytnúť licenciu na jej použitie môžem len so súhlasom VŠB-TUO, ktorá je oprávnená v takom prípade od mňa požadovať primeraný príspevok na uhradenie nákladov, ktoré boli VŠB-TUO vynaložené (až do ich skutočnej výšky).
- beriem na vedomie, že odovzdaním svojej práce súhlasím so zverejnením svojej práce podľa zákona č.111/198 Zb., o vysokých školách a o zmene a doplnení ďalších zákonov (zákon o vysokých školách), v znení neskorších predpisov, bez ohľadu na výsledok jej obhajoby.

V Ostrave 30.11.2017

.....

podpis študenta

PodĎakovanie

Touto cestou by som sa chcel poĎakovať najmä Ing. Miroslavovi Rosmanitovi, Ph.D. za odborné rady, pripomienky a vecné konzultácie, ktoré mi pomohli pri vypracovaní predloženej diplomovej práce. Osobitné poĎakovanie patrí mojej rodine a priateľke za podporu počas celého štúdia.

Anotácia

LAŠTÍK, Martin. *Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu*. Ostrava, 2017. Diplomová práca. VŠB - Technická univerzita Ostrava, 139 s. Vedúci diplomovej práce Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Cieľom diplomovej práce bolo vypracovanie projektu administratívnej budovy s 21 nadzemnými a 1 podzemným podlažím, statická a dynamická analýza nosnej oceľovo-betónovej spriahnutej konštrukcie. V rámci návrhu bolo vytvorených viacero modelov na návrh a posúdenie jednotlivých nosných prvkov, ako stropná konštrukcia typického podlažia, spriahnuté nosníky, stĺpy stuženie objektu vrátane spojov. Posúdenia boli prevedené ručným výpočtom a pomocou výpočtovej techniky v programe SCIA Engineer 16.1 a IDEA StatiCa. Súčasťou diplomovej práce je výrobná dokumentácia časti objektu.

Ako podklad pre riešenie diplomovej práce bolo použitá architektonická štúdia.

Kľúčové slová

Spriahnutá konštrukcia, statický výpočet, analýza, návrh, numerický model,

Annotation

LAŠTÍK, Martin. *Design of the symmetric high-rise building*. Ostrava, 2017. Diploma thesis. VŠB – Technical University of Ostrava, p 139. supervisor: Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

The aim of the diploma thesis was the design of administration building with 21 overground floors and 1 underground floor, and static and dynamic analysis of steel-concrete composite construction. A several models have been created for the design and check of main members like composite slab, beams, columns and vertical brace of the object. The functionality of the model and assessment of the primary supporting structure were verified by manual calculations. The cross-section of main elements construction is part of the thesis and it is attached to the diploma thesis.

The architectural study was used as the basis for the solution of the diploma thesis.

Key words

Composite construction, static calculation, analysis, design, numerical model,

OBSAH

Zoznam použitého značenia	10
Úvod.....	12
1 Vysoké budovy	13
1.1 Všeobecne o vysokých budovách	13
1.2 Návrh nosnej konštrukcie vysokých budov	17
1.3 Mimoriadne zaťaženie pôsobiace na vysoké budovy	24
1.4 Príklady stavieb vysokých budov	34
2 Technická správa.....	37
2.1 Identifikačné údaje stavby	37
2.2 Základné údaje o stavbe.....	37
2.3 Inžiniersko-geologické pomery	38
2.4 Konštrukčné riešenie – Nosný systém	38
2.5 Podklady pre statický výpočet	40
2.6 Použité materiály	40
2.7 Technologický postup.....	42
3 Statický výpočet	43
3.1 Výpočet zaťaženia	43
3.2 Predbežný návrh rozmerov nosných prvkov	49
4 Statická a dynamická analýza objektu	50
4.1 Statická analýza konštrukcie.....	50
4.2 Stabilita konštrukcie – Imperfekcie	54
4.3 Dynamická analýza konštrukcie	59
4.4 Kontrola horizontálnych deformácií.....	62
5 Návrh rozhodujúcich nosných konštrukcií.....	65
5.1 Spriahnutá plechobetónová doska	65
5.2 Spriahnuté nosníky	71

5.3	Spriahnutý stĺp	87
5.4	Stuženie objektu.....	98
6	Návrh a posúdenie spojov	107
6.1	Stropnica - prievlak.....	107
6.2	Stĺp – prievlak.....	111
6.3	Stĺp – prievlak – Stuženie	113
6.4	Stuženie – X-ový tvar	115
6.5	Kotvenie stĺpa	117
6.6	Stĺp – montážny spoj	120
7	Návrh na účinky seizmicity.....	123
7.1	Mimoriadne zaťaženia – seizmické zaťaženie.....	123
7.2	Zaťažovacie stavy pre seizmické zaťaženie	125
7.3	Konštrukčné tlmenie	126
	Záver	127
	Zoznam obrázkov.....	129
	Zoznam tabuliek.....	134
	Použitá literatúra	136
	Poskytnuté podklady	136
	Normy, Literatúra a odborné časopisy	136
	Internetové zdroje.....	137
	Prílohy	138

ZOZNAM POUŽITÉHO ZNAČENIA

A	plocha prierezu	$[\text{mm}^2]$
A_{net}	oslabená plocha prierezu	$[\text{mm}^2]$
A_s	plocha jadra skrutky	$[\text{mm}^2]$
$A_{v,z}$	plocha steny v šmyku v smere osi z	$[\text{mm}^2]$
F	zaťažovacia sila	$[\text{kN}]$
$F_{b,Rd}$	odolnosť spojovacieho materiálu v otláčení	$[\text{kN}]$
$F_{v,Rd}$	odolnosť spojovacieho materiálu v strihu	$[\text{kN}]$
I_y, I_z	moment zotrvačnosti prierezu k ose y a z	$[\text{mm}^4]$
I_t	moment zotrvačnosti v jednoduchom krútení	$[\text{mm}^4]$
I_w	výsečový moment zotrvačnosti	$[\text{mm}^6]$
L	rozpätie poľa	$[\text{m}]$
L_{LT}	klopiaca dĺžka pri ohybe	$[\text{m}]$
M_y	ohybový moment	$[\text{kNm}]$
M_{Ed}	návrhová hodnota ohybového momentu	$[\text{kNm}]$
M_{cr}	pružný kritický moment pri strate priečnej a torznej stability	$[\text{kNm}]$
$M_{pl,Rd}$	návrhový plastický ohybový moment únosnosti prierezu	$[\text{kNm}]$
$MSÚ$	Medzný stav únosnosti	
MSP	Medzný stav používateľnosti	
N_{Ed}	návrhová hodnota osovej sily	$[\text{kN}]$
N_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti v ťahu	$[\text{kN}]$
V_{Ed}	návrhová hodnota posúvajúcej sily	$[\text{kN}]$
V_{Rd}	návrhová únosnosť vo šmyku	$[\text{kN}]$
$W_{pl,y}, W_{pl,z}$	plastický prierezový modul k osi y a z	$[\text{mm}^3]$
W_y, W_z	pružný prierezový modul k osi y a z	$[\text{mm}^3]$

d	priemer skrutky	[mm]
d_0	priemer otvoru	[mm]
f	frekvencia	[Hz]
f_{ck}	charakteristická hodnota pevnosti betónu v tlaku	[MPa]
f_y	medza klzu ocele	[MPa]
f_u	medza pevnosti ocele	[MPa]
g	hodnota zaťaženia	[kN], [kN/m], [kN/m ²]
k	konštanta tuhosti;	[N/mm]
m	celková hmotnosť kmitajúcej konštrukcie	[kg]
t_f	hrúbka pásnice valcovaného prierezu	[mm]
t_w	hrúbka stojiny valcovaného prierezu	[mm]
Δ_H	vodorovný posun konštrukcie	
Δ_j	vzájomný vodorovný posun dvoch stropov nad sebou	
γ_{M0}	čiastkový súčiniteľ únosnosti prierezu ľubovoľnej triedy	
γ_{M2}	čiastkový súčiniteľ únosnosti prierezu	
λ	štíhlosť	
$\bar{\lambda}$	pomerná štíhlosť	
ω	vlastná kruhová frekvencia	[Hz]

Ďalšie značky sú definované pri prvom výskyte.

Značky v tejto práci môžu mať viac významov.

ÚVOD

Majstrovské diela projektantov sú príkladmi súladu „formy – funkcie – konštrukcie“, čo je v modernej interpretácii triády Vitruvia (90 -20 p.n.l.) „firmas – utilitas – venustas“ (pevnosť – vhodnosť – krása), uvedená do praxe. Takto sa architektúra ako staveľské umenie spolieha na techniku, skrz ktorú získava tvar a stáva sa konštrukčným výrazom doby. Fyzikálne zákony, ktorým podliehajú všetky konštrukcie a materiály, majú ešte dostatočný priestor pre individuálny a tvorivý návrh.

Predložená diplomová práca je zameraná na návrh nosnej konštrukcie výškovej budovy pravidelného pôdorysu. Prvá časť práce bude venovaná teoretickému rozboru výškových stavieb. Návrh nosnej konštrukcie, zaťaženie a v neposlednom rade špecifikám, ktorým podlieha návrh týchto stavieb.

Pri vypracovaní statického výpočtu budú vytvorené numerické modely, či už celého objektu alebo vybraného podlažia, ale aj 2D modeli zohľadňujúce proces výstavby a zjednodušené výpočty. Všetky návrhy a posúdenia budú overené ručným výpočtom, získané výsledky budú navzájom porovnané a zhodnotené.

Súčasťou statického výpočtu je technická správa objektu a konštrukčné riešenie. Model bude podrobený statickej a dynamickej analýze a na základe výsledkov bude uskutočnený návrh vybraných nosných častí na oba medzné stavy únosnosti a použiteľnosti. Posúdené budú vodorovné a zvislé nosné konštrukcie, stuženie objektu a čiastočne základové konštrukcie. V záverečnej časti budú navrhnuté a posúdené vybrané spoje.

Súčasťou diplomovej práce je aj základná projektová dokumentácia posudzovaného podlažia a výrobná dokumentácia časti objektu.

1 VYSOKÉ BUDOVY

1.1 VŠEOBECNE O VYSOKÝCH BUDOVÁCH

Slovo mrakodrap (*skyscraper*) bolo pôvodne označenie pre malé trojuholníkové plachty u plachetníc. Pre budovy bol tento termín prvýkrát použitý na konci 19. storočia v Chicagu a New Yorku a mal vystihovať verejný úžas nad výškovými budovami, ktoré sa vtedy začali stavať. Vďaka kombinácii novinek, ako oceľové konštrukcie, výťahy, vykurovanie, elektrické vedenie, čerpadlá, telefón a mnohé iné začali vysoké budovy dominovať v amerických panorámach miest. Vtedy sa začal vo veľkom používať termín mrakodrap, ktorý dodnes nevymizol a používa sa stále. Mrakodrap je jedinečný americký vynález, ktorý mal symbolizovať kultúrnu a hospodársku prevahu Spojených štátov amerických v 20. storočí.

Komisia štandardov Emporis definovala mrakodrap ako budovu, ktorej architektonická výška presahuje 100m. Podľa (ESN 24419) skyscraper. [I.1]

1.1.1 Vývoj vysokých budov

Preteky v postavení najvyššej budovy na svete ešte zďaleka neskončili. Vývoj vedy a techniky pokračuje míľovými krokmi dopredu. Zdokonaľovanie a vývoj nových materiálov taktiež nezaostáva, napr. UHCP – Ultra-High Performance Concrete ktorý dosahuje tlakovú pevnosť cez 200MPa. Pre porovnanie oceľové super stĺpy budovy Taipei 101 boli vyplnené betónom s pevnosťou 69MPa. Využitím UHCP môžeme navrhovať tenšie a štíhlejšie nosné prvky, čím redukuje vlastnú tiaž a tiež hmotu pri kmitaní konštrukcie. V [15] sú popisované aj betóny s ešte podstatne vyššími pevnosťami od 200MPa do 800MPa tzv. Reactive Powder Concrete with High Ductility.

Z histórie vieme, že existuje spojitosť medzi objavením nových materiálov a novými typmi konštrukcií, ktoré boli následne postavené. UHPC je nový druh materiálu aj keď je reč o betóne. Jeho použitie nebude kopírovať len známe konštrukčné systémy, naopak, očakáva sa celkom nový prístup, ktorý bude viesť k hospodárnemu a dostatočne spoľahlivému využívaniu jeho predností. [14]

1.1.1.1 História

Za prvé vysoké stavby sú považované Egyptské pyramídy v Gíze (postavené okolo roku 2500 p.n.l.). 146 metrov vysoká Cheopsová pyramída bola najvyššia, no dnes vďaka erózii jej

výška dosahuje 137 metrov. Mayovia v dnešnej Guatemale postavili okolo roku 500 p.n.l. chrám Tikal, ktorý patril do komplexu viac ako 3000 budovami, ktoré sú považované za prvé vysoké budovy na americkom kontinente. Ďalej je to chrám Nataraja v južnej Indii, ktorý bol 45 metrov vysoký a postavený v 13. storočí.

Na týchto príkladoch vidieť, že ľudstvo začalo veľmi skoro stavať monumentálne stavby do výšky a vždy to bola demonštrácia sily, techniky a kultúry.

1.1.1.2 19. storočie - súčasnosť

Dejiny mrakodrapov sa ťahajú 140 rokov do minulosti. Dňa 22. mája 1888 architekt S. Leory Buffington z Minneapolisu, dal patentovať návrh oceľovej konštrukcie. Prvou vysokou budovou na svete podľa vyššie spomínaného patentu architekta bol Home Insurance Building v Chicagu s desiatimi podlažiami. V roku 1894 budova Manhattan Life Insurance Building so 106m a 18 podlažiami ako prvá prekonal hranicu 100m.



Obr. 1.1 Historický prehľad najvyšších mrakodrapov sveta [1.1]

V dvadsiatom storočí mrakodrapy bežne dosahovali 300 metrov. Výšku mnohých z nich ovplyvnila vojna alebo kríza. Empire State Building s celkovou výškou 381m. bola dlhé obdobie najvyššou stavbou na svete. Po druhej svetovej vojne v polovici 20 storočia sa opäť začali architekti predbiehať v boji o najvyššiu budovu sveta. V roku 1998 sa stali Petronas

Towers v Kuala Lumpur s výškou 452m najvyššou stavbou sveta a predbehli dovtedy najvyššie Sears Tower v Chicagu s výškou 443m. World Trade Center, ktoré bolo zničené teroristickým útokom 11. Septembra 2001 bolo vysoké 417 a 415m.

Hneď začiatkom 21. storočia v roku 2004 bol otvorený mrakodrap Taipei 101 v meste Taipei a s 508 metrami sa stala najvyššou budovou a prekonala výšku Petronas Tower. V súčasnosti je superkonštrukcia Burj Khalifa najvyššou budovou na svete vo všetkých sledovaných kategóriách (budova s najvyššie položenou strechou, najvyššie položeným obývaným podlažím, najvyššie položenou vyhladkovou terasou) a k tomu všetkému najvyššia budova akú kedy človek postavil. [I.1]

1.1.1.3 Budúcnosť

Pri budovách, ktoré by mali ďalej lámať svetové rekordy, je veľmi dôležité ich správanie počas extrémnych namáhání pôsobením vetra a seizmicity. Ekonomicky silné krajiny, v ktorých by sa mohli prekonávať rekordy, okrem Blízkeho Východu sa nachádzajú v oblastiach s najaktívnejšou seizmickou činnosťou. Sú to oblasti východnej Ázie (Čína, Japonsko). Vietor v týchto oblastiach niekoľkokrát do roka dosahuje silu hurikánu, a v kombinácii so súčasným trendom používania ľahkých materiálov s malou účinnosťou vlastného tlmenia nastáva problém ako efektívne zabezpečiť stavbu. Pri teoretickom ale aj praktickom zvládnutí problematiky tlmenia super vysokých budov ostáva pomyslená hranica výšky objektu 1000 - 1500m.

Vhodnejšie však bude navrhovať nové nosné systémy, ktoré nebudú pôsobiť ako vertikálna konzola, ale budú mať tvar podobný vízii super konštrukcie „X-Seed 4000“ Tokio, ide o 4km vysokú budovu, ktorá tvorí praktický vertikálne mesto. [14]

1.1.2 Rozdelenie

Vysoké budovy môžu byť navrhované ako bytové domy, ako budovy občianskej výstavby, alebo môžu obsahovať obe funkcie zároveň. Vznikajú tak polyfunkčné budovy, u ktorých sa odstraňuje uniformita zo samostatnej funkcie. V budovách sú umiestnené obchody, reštaurácie, spoločenské miestnosti, administratíva a iné. Pri veľmi vysokých budovách vznikajú mestá v meste.

Presné rozdelenie vysokých budov nie je jednotné. Termín vysokej budovy sa používa ako obecné označenie. V technickej literatúre sa stretávame s definíciou vysokých budov ako so stavbami, ktoré pre svoju výšku vyžadujú špeciálne stavebne konštrukčný, technický

a technologický návrh. Doporučená hranica medzi viacpodlažnými a výškovými budovami bola stanovená na 40 podlaží a minimálne 120 m. Z Tab. 1-1 je zrejmé cele rozdelenie budov podľa výšky a počtu podlaží.

Tab. 1-1 Delenie vysokých budov podľa výšky a počtu podlaží [13]

Trieda	Počet podlaží	Výška [m]
Viacpodlažné – I. skupina	9 až 16	do 50
Viacpodlažné – II. skupina	17 až 25	50 až 75
Viacpodlažné – III. skupina	26 až 40	75 až 120
Vysoké	41 až 60	120 až 200
Veľmi vysoké	nad 60	nad 200

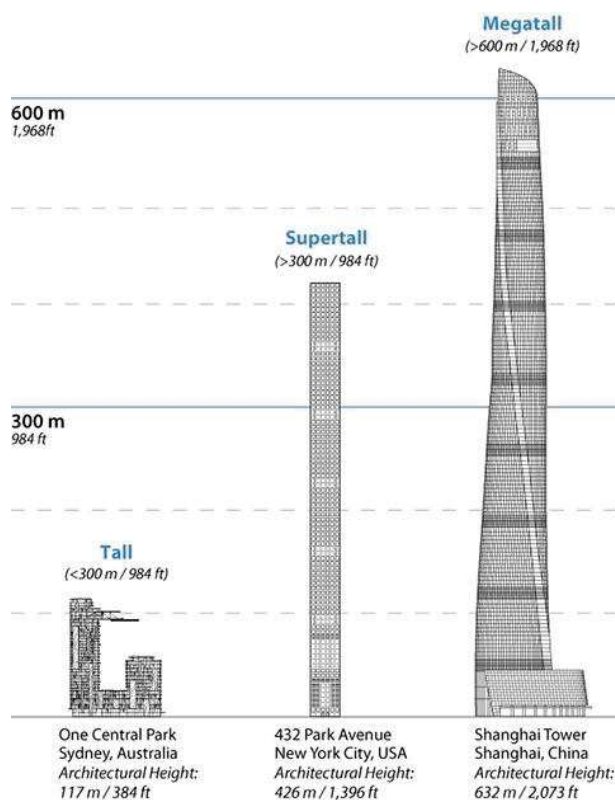
Doporučená hranica medzi viacpodlažnými a vysokými budovami sa zdá pre podmienky Slovenskej a Českej republiky príliš vysoká. Podľa tohto rozdelenia by sme v našich zemepisných šírkach nemali takmer žiadne vysoké budovy. Budovy 6 až 8 podlažné je možné taktiež považovať za viacpodlažné. [13]

„Supertall“ a „Megatall“ budovy.

Vysoké budovy, ktoré dosahujú významnej výšky, sú zaradené do dvoch ďalších podskupín: „Supertall“ je vysoká budova s výškou nad 300m a „Megatall“ je vysoká budova nad 600m. K dnešnému dňu je postavených celkom 123 super vysokých stavieb a len 3 mega vysoké stavby na celom svete. [1.2]

Výška ako relatívny pojem.

Štrnásťposchodová budova sa nemôže považovať za vysokú budovu vo výškovom meste, ako je napríklad Chicago alebo Hongkong, ale napríklad v takom európskom meste alebo predmestí môže byť výrazne vyššia ako budovy na ktoré sú domáci ľudia zvyknutí. [1.2]



Obr. 1.2 Rozdelenie super vysokých budov [1.2]

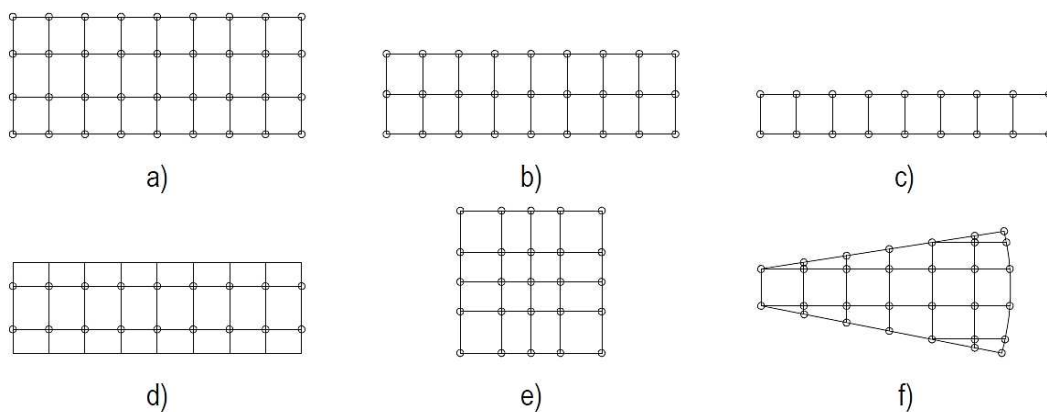
1.2 NÁVRH NOSNEJ KONŠTRUKCIE VYSOKÝCH BUDOV

Budovy možno realizovať v rôznych konštrukčných systémoch, materiálových variantoch a rôznou technológiou výstavby. Každý konštrukčný systém má svoje praktické medze, výhodou oceľových systémov je rýchlosť výstavby, menšia hmotnosť a s tým spojené lepšie základové pomery. Betónové systémy poskytujú vyššiu odolnosť proti požiaru a lepšie tlmenie dynamických účinkov. Spriahnuté oceľobetónové systémy môžu využívať výhody oboch materiálov. Ďalšie dôvody prečo je vhodné kombinovať oceľ a betón a vytvárať z nich progresívne konštrukcie sú uvedené v [16].

Dispozičné riešenie plyní zo stavebnej a prevádzkovej dispozície budovy a musí rešpektovať príslušné požiadavky a vyžaduje si úzku spoluprácu statika a projektanta. Pri jednoduchších konštrukciách ide najmä o:

- Rozmiestnenie stĺpov v pôdoryse

Vzhľadom na ekonomické a funkčné požiadavky je vhodné vytvoriť pravidelnú sieť stĺpov v celom objekte. Viacpodlažné objekty obdĺžnikového tvaru sa riešia v traktoch. Pôdorysy blížiacie sa k štvorcu je vhodné navrhovať symetricky k oboom osiam objektu.



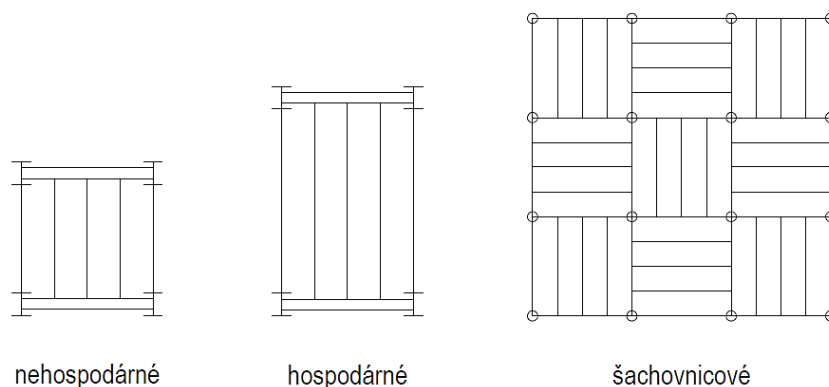
Obr. 1.3 Rozmiestnenie stĺpov: a) trojtrakt b) dvojtrakt c) jednotrakt d) jednotrakt s konzolami e) štvorcový pôdorys f) nepravidielný pôdorys

Optimálne vzdialenosti stĺpov sa pohybujú v rozmedzí 6 až 9 m. Vzdialenosti sú individuálne a závisia od konkrétnej stavby. Osové vzdialenosti pod 6 m pre oceľ môžeme považovať za výnimočné a neekonomické. Nové budovy dosahujú rozpory aj 18 m.

- Návrh stropnej konštrukcie

Stropnicový systém je bežnejší a častejšie používaný. Z ekonomického hľadiska je najefektívnejšie obdĺžnikové usporiadanie medzi stĺpy, kde stropnice sú uložené v smere

väčšieho rozpätia. Optimálny návrh osových vzdialeností je dôležitý nakoľko ovplyvňuje hmotnosť celej konštrukcie. V prípade štvorcovej siete stĺpov môžeme smer stropníc striedať šachovnicovo.



Obr. 1.4 Uloženie stropníc

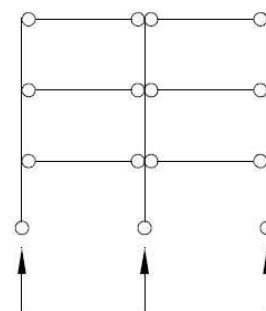
Bezstropnicové systémy sú konštrukčne jednoduchšie ale s určitými nedostatkami. Ekonomické sú do osovej vzdialenosti 4 metrov (inak veľká hmotnosť dosky), väčšia hrúbka dosky a tým pádom aj konštrukčná výška podlažia a v neposlednom rade problém s prestupmi inštalácie (nutnosť podhl'adu).

- Rozmiestnenie a počet stužidiel

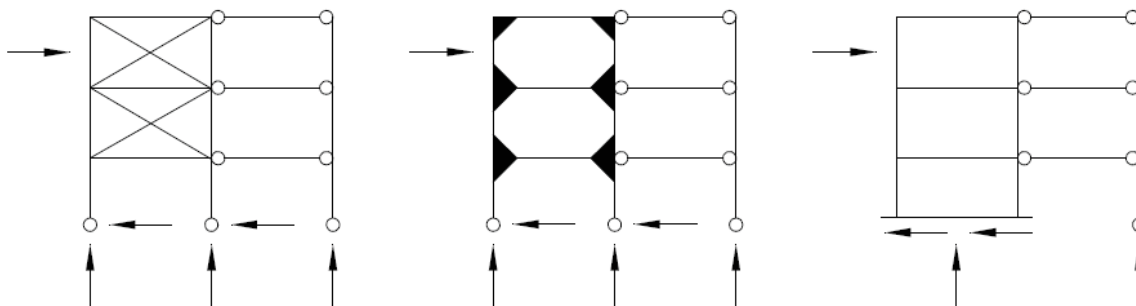
Skelet budovy tvorí v priestore systém vertikálnych väzieb pozdĺžnych alebo priečnych. Z hľadiska prenosu zaťaženia rozlišujeme väzby kyvné a tuhé.

Väzby kyvné sú súčasťou gravitačného pod systému. Stĺpy s kĺbovo pripojenými priečnikmi sú namáhané len osovým tlakom. Iné zaťaženie ako zvislé nie je väzba schopná preniesť (deformácia alebo kolaps). Výroba a montáž je jednoduchá, ekonomická a rýchla.

Tuhé väzby sú súčasťou stabilizačného pod systému. Väzby sú vhodne rozmiestnené v určitých miestach budovy, pričom prenos vodorovného zaťaženia v úrovni podlažia je sprostredkovaný tuhrou stropnou doskou.



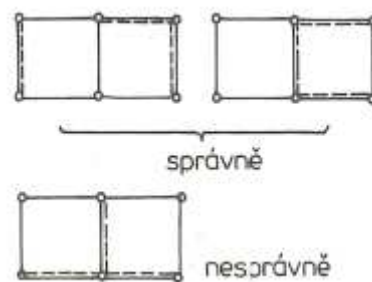
Obr. 1.5 Kyvná väzba



Obr. 1.6 Príklady stuženia; vľavo: priehrada; stred: rám; vpravo: stena [8]

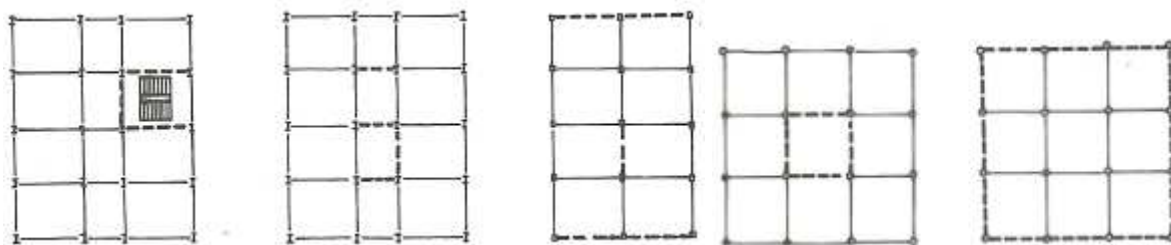
Návrh rozmiestnenia a počtu stužidiel musí rešpektovať ekonomické, dispozičné a statické hľadisko. Z ekonomického hľadiska je zrejmé, že zbytočne stužidlá predražujú konštrukciu; nutnosť optimalizovať ich počet (ostatné väzby sú kyvné). Obecne platí, že priehradové stužidlá sú najlacnejšie, tuhšie ako rámové stuženie avšak treba ich vhodne dispozične navrhnuť. Zo statického hľadiska je potrebné navrhnuť stuženie budovy tak aby nevyvodzovalo ťah v stĺpoch.

Poloha stužidiel v pôdoryse musí byť taká, aby sústava bola schopná prenášať nie len vodorovné zaťaženie v ľubovoľnom smere, ale aj točiaci moment okolo zvislej osy. Preto musia byť roviny stužidiel aspoň dve priesečnice; t. j. nesmú sa pretínať všetky v jednom bode (Obr. 1.7). Varianty umiestnenia stužidiel v pravidelných pôdorysoch sú na Obr. 1.8



Obr. 1.7 Správne a nesprávne umiestnenie stužidiel [11]

Komplexná problematika návrhu pozemných a vysokých konštrukcií je podrobne rozpísaná vo viacerých odborných literatúrach, napr. [8].



Obr. 1.8 Alternatívy umiestnenia stužidiel [11]

1.2.1 Konštrukčné systémy vysokých budov

O vysokej budove môžeme hovoriť v prípade, keď je potrebné pri návrhu s ohľadom na štíhlosť budovy (pomer výšky k šírke), zohľadniť citlivosť na vodorovné účinky zaťaženia. Zjednodušený model vysokej budovy je v podstate zvislá konzola. Pre určenie momentu zotrvačnosti takejto konzoly sa uvažuje so všetkými vertikálnymi prvkami, ktoré sú v rámci konštrukčného systému účinné. Primárne pretvorenie vzniká ako následok osového skrútenia, alebo predĺženia týchto prvkov. Rozhodujúcim zaťažením je obvykle vietor, pričom priehyb vrcholu budovy od vetra nemá byť väčší ako $h/500$. [14]

Základným poznávacím prvkom stuženia vysokej budovy môže byť (Obr. 1.6):

- Priehrada (truss): sústava prútových prvkov spojených kĺbovo a namáhaných osovým tlakom alebo ťahom v prípade vylúčenia excentricít a mimo uzlového zaťaženia.
- Rám (frame): sústava prútových prvkov spojených tuho (spoj prenáša ohybový moment) namáhanie ohybom, šmykom a normálovou silou
- Stena (shear wall): stuženie zabezpečujú šmykové steny [8]

Kombináciou a modifikáciou základných stužení v priečnom a pozdĺžnom smere je zaistená priestorová tuhosť celej budovy. Zo základných stužujúcich prvkov možno vytvoriť rôzne nosné systémy vysokých budov:

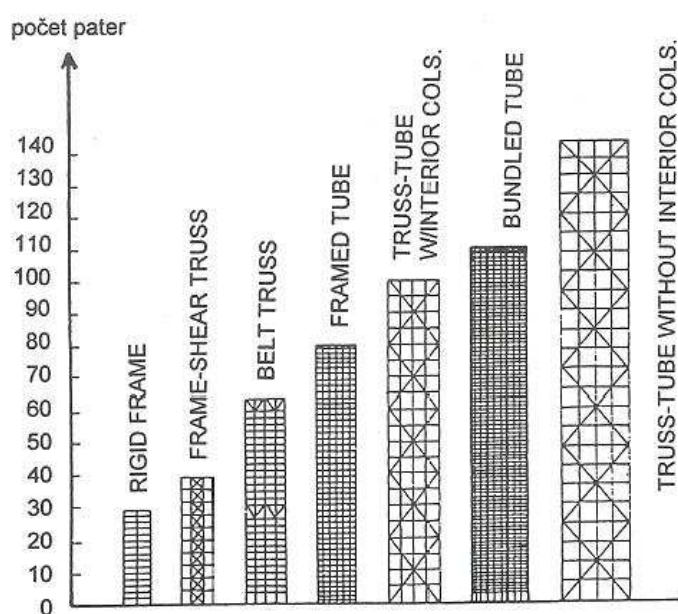
1. Tuhý rám (rigid frame): systém tuho spojených nosníkov a stĺpov bol prvýkrát použitý pri oceľovej konštrukcii prvého mrakodrapu Home Insurance Building; Chicago (1885; 10 p.; 55m). Rámové stuženie postačuje pri budovách do 30 podlaží.
2. Rám stužený priehradovinou (frame – shear truss): rady stĺpov sa doplnia diagonálami, takže vznikne zvislý priehradový nosník, slúžia iba niektoré dvojčinky stĺpov, väčšinou prislúchajúce jadru. Príkladom je budova banky Sanwa Bank; Tokio (1973; 25 p.; 99,7 m) Systém je vhodné použiť pri budovách do 50 podlaží.
3. Rám stužený priehradovinou doplnený vodorovnými priehradovými pásmi (frame – shear truss without rigged belt trusses): pásy vodorovných nosníkov umiestnených v technických podlažiach s najväčšou účinnosťou vo vrchole ale aj v $1/2$, $1/3$ alebo $1/4$ výšky budovy. Príkladom je US Bank Center; Milwaukee (1973; 48 p., 207,5m). Použitie pri budovách do 70 podlaží.

4. Tubusový systém (tube system): do prenosu zaťaženia sú zapojené všetky obvodové stĺpy a vytvárajú tak zvislú konzolu s uzavretým komorovým prierezom. Tubusové systémy ďalej delíme na:

- a. Rámový tubusový systém (frame tube): husto usporiadané fasádne stĺpy s tuho spojenými vodorovnými nosníkmi, v podstate uzavretá dierovaná rúra s veľkou ohybovou a krútiacou tuhosťou. Systém sa vyznačuje malým množstvom okien okolo 30% až 50% z plochy fasády. Príkladom je World Trade Center; New York (1972; 110 p.; 417m).
- b. Priehradový tubusový systém (diagonally brace tubes): doplnenie diagonál do obvodu umožňuje zväčšiť osovú vzdialenosť stĺpov. Príkladom je budova John Hancock Center; Chicago (1969; 100 p.; 343,5m).
- c. Viac tubusový systém: umocňuje pozitívne vlastnosti tubusov, poznáme:
 - Tubus v tubuse (tube in tube): vonkajší prierez pôsobí ohybovo, vnútorný prierez šmykovo. Príkladom je budova First Canadian Place; Toronto (1975; 72 p.; 289,9m).
 - Zväzok tubusov (bundled tube): zväzok menších komorových prierezov s lepším rozdelením normálového napätia. Príkladom je Sears Tower; Chicago (1974; 110 p. 442m).
 - Modulový tubus (modular tubes): mohutný komorový prierez pozostávajúci z veľkého počtu komôr, je to betónový variant predchádzajúceho systému. Príkladom je stavba One Magnificent Mile; Chicago (1983; 57 p.; 205,2m).

5. Priestorový priehradový systém (space truss): nosný systém tvorí priestorový priehradový nosník. Zaťaženie je vedené do mohutných rohových stĺpov, obyčajne z oceľobetónu. Príkladom je stavba budovy Bank of China; Hongkong (1989; 70 p.; 368,5 m).

6. Vnútorný priehradový systém (interior diagonally braced frame): základ systému

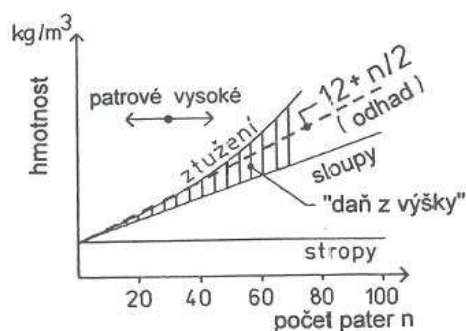


Obr. 1.9 Zvislé stuženia vysokých budov [8]

pozostáva zo 4 zvislých priehradových mega nosníkov prebiehajúcich po celej šírke budovy. Systém je vhodnejší pre štvorcové tvary prierezu. Príkladom je stavba Bank of Southwest Tower; Houston (82 p.; 372m).

7. Mega stĺpy a jadro zo stien (mega columns and core wall): Oceľový skelet vystužený betónovým jadrom a po obvode mega stĺpmi. Príkladom je stavba dvojčiek Petronas Towers (2x 16 mega stĺpov); Kuala Lumpur (1997; 88 p. 452m)
8. Megerám (mega frame): Systém bol použitý na stavbe Tchaj-pej 101; Taiwan (2004; 101 p.; 508 m) a pozostáva zo stuženého jadra tvoreného spriahnutými stĺpmi (16 stĺpov tvoriacich štvorec v štvorci) spojeného v predĺžení strán štvorca jadra s 8 mega stĺpmi. Stavbe sa podrobnejšie venuje kapitola 1.4.2.
9. Rebrový nosný systém (buttressed core): Nosný systém pozostáva z troch rebrier podpierajúcich vodorovné šesťuholníkové jadro. Príkladom je najvyššia stavba sveta Burj Khalifa (2010; 163 p.; 829m). Viac o stavbe a nosnom systéme v kapitole 350. [8][11][14]

S rastúcou výškou objektu rastú aj požiadavky na stuženie konštrukcie (vodorovný posun, kmitanie, prenos zaťaženia do základov a iné). Z realizovaných stavieb je známe, že s rastúcou výškou rastú aj náklady na stuženie konštrukcie. Ako je zrejmé z Obr. 1.10 rast je nelineárny a v literatúre je známy pod názvom „daň z výšky“ (premium for height).



Obr. 1.10 Daň z výšky [8]

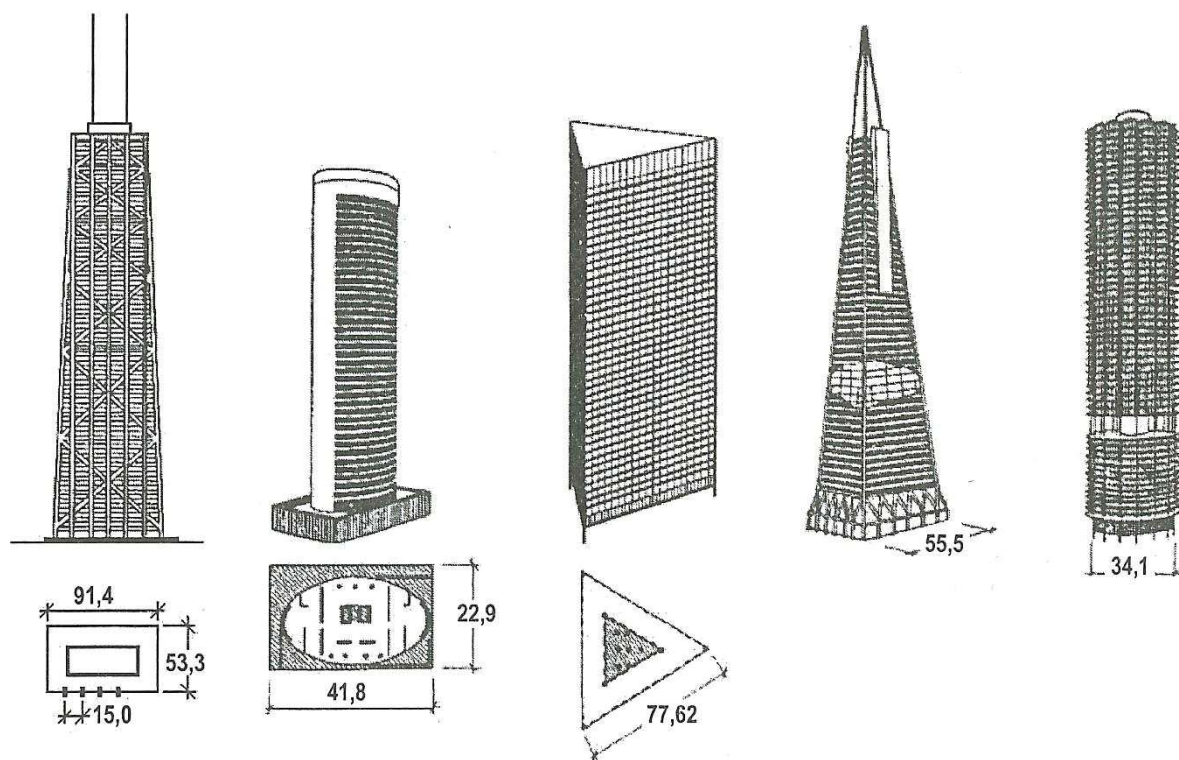
1.2.2 Efektívne tvary budov

Vysoké budovy sú spravidla navrhované v tvaroch pravidelných hranolov a sú z hľadiska geometrie vystavované vodorovným premiestneniam. Budovy iných tvarov nie sú až tak citlivé na vodorovné zaťaženie. Vyššia tuhosť vychádzajúca z geometrie tvaru vykazuje lepšie technicko-ekonomické ukazovatele, resp. dovoľuje vyššiu stavbu pri nižšej cene. Príkladom sú niektoré tvary takýchto budov.

Tuhosť budovy možno významne zvýšiť pomocou sklonu obvodových stĺpov (tvar useknutej pyramídy) vid' Obr. 1.11. Zmenšenie vodorovného priehybu budovy dosahuje 10 až 50% a to najmä pri vysokých a úzkych budovách. Overením pomocou výpočtovej techniky bol

dosiahnutý o 50% menší vodorovný priebeh vo vrchole 40-podlažnej budovy pri sklone obvodových stĺpov 8° .

Valcový tvar budovy z Obr. 1.11 zabezpečí priestorové pôsobenie konštrukcie na účinky vodorovného zaťaženia. Typická veža pozostáva z kruhu stĺpov po obode budovy a betónového jadra, ktoré prenáša cca 70% vodorovného zaťaženia. Veľkou výhodou je aj menší povrch vzdorujúci náporu vetra v porovnaní s budovami hranolového tvaru. Budovy eliptického tvaru majú podľa [12] oproti budovám hranolového tvaru o 27% menšie zaťaženie vyvolané tlakom vetra.



Obr. 1.11 Staticky racionálne tvary supervysokých budov [12]

Ďalšou efektívnou konfiguráciou vysokej budovy podľa Obr. 1.11 je trojuholníkový hranol. Vierhendelové nosníky výšky jedného podlažia odovzdávajú zvislé zaťaženie na nárožné stĺpy, pričom vodorovné zaťaženie od vetra je prenášané prostredníctvom tuhých stropov do vnútorného jadra. [12]

1.3 MIMORIADNE ZAŤAŽENIE PÔSOBIACE NA VYSOKÉ BUDOVY

Tak ako už bolo spomínane vyššie, ekonomicky silné krajiny sú častokrát do roka vystavené vetru o sile hurikánu alebo zemetraseniam dosahujúcim intenzitu 7° Richterovej stupnice. Japonsko sa ešte k tomu nachádza v tzv. Ohnivom kruhu, kde sa často vyskytujú zemetrasenia a sopečné erupcie. V tejto oblasti dokonca prebehne 90% všetkých zemetrasení na svete.

Ďalšími limitujúcimi faktormi v stavaní do výšky sú napríklad výťahy, TZB, rozpočet, legislatíva a v neposlednom rade požiadavka na minimálny počet parkovacích miest. [13][14]

1.3.1 Zaťaženie vetrom

Návrh vysokých budov na účinky zaťaženia vetrom sa navrhuje pomocou aktuálne platnej normy EN 1991-1-4. Avšak pri navrhovaní je aj potrebná znalosť viacerých vedných disciplín. Je potrebná znalosť z *meteorológie*, ktorá skúma podstatu vzniku vatra, jeho rýchlosť a nárazy, statické a dynamické pôsobenie, závislosť rýchlosti od výšky a iné.

Ďalšou vednou disciplínou je *aerodynamika*, ktorá sa zaoberá kvalitou vzdušného prúdu, jeho prúdením t.j. laminárne a turbulentné prúdenie, obtekanie a odpor telies rôzneho tvaru, veľkosti a usporiadania a vplyvom okolitej zástavby. Vzduch má pri pohybe zložku kinetickej energie, ktorá sa narážaním



Obr. 1.12 Model zástavby mesta vo veternom tunely [1.2]

o budovu mení na akciu – zaťaženie vetrom. Zaťaženie má svoju statickú zložku, ktorá predstavuje ustálenú strednú rýchlosť a dynamickú zložku, ktorá je rovná premennej časti rýchlosti vetra. Táto vedná disciplína je využívaná pri všetkých veľkých projektoch, aplikuje zmenšené modely budúcej stavby vo veterných tuneloch a zisťuje účinky vetra na budúcu konštrukciu. Prenesenie výsledkov z veterného napomáha pri návrhu budovy na zaťaženie vetrom.

A v neposlednom rade je dôležitá aj *štatistika* pravdepodobnosti výskytu vetra. Stredné a maximálne rýchlosti za určitý čas, výskyt prevládajúcich smerov, frekvencií v dynamickej zložke a zároveň výskyt vetra v kombinácii s inými klimatickými zaťaženiami napríklad od teploty, námrazy a pod.

Vysoké rýchlosti vetra vyvolávajú pohyby konštrukcie a jej následné chvenie, čo neprispieva k pocitu bezpečnosti a taktiež psychologicky vplýva na užívateľov budovy. Práve preto je potrebné citlivo pristupovať pri návrhu nosného systému a opatrení na elimináciu nežiadúcich pohybov konštrukcie budovy. [10][I.2]

Opatrenia a príklady riešení tlmenia nepriaznivých vplyvov spôsobených účinkom vetra budú podrobne rozobraté v kapitole 1.4

1.3.1.1 Výpočet zaťaženia podľa STN EN 1991-4

Keďže norma [2] uvádza celý návod na výpočet zaťaženia vetrom v ďalšom texte bude rozobratý výpočet s ohľadom na viacpodlažné objekty blížiac sa svojou výškou k 200 m, keďže norma definuje výpočet do tejto výšky.

Sila vetra F_w pôsobiaca na konštrukciu alebo časť konštrukcie sa môže určiť priamo použitím vzťahu:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_r \cdot q_{p(z_e)} \cdot A_{ref} \quad (1)$$

$c_s c_d$ súčiniteľ konštrukcie

c_r súčiniteľ sily pre konštrukciu – aerodynamický súčiniteľ

$q_{p(z)}$ špičkový tlak vetra

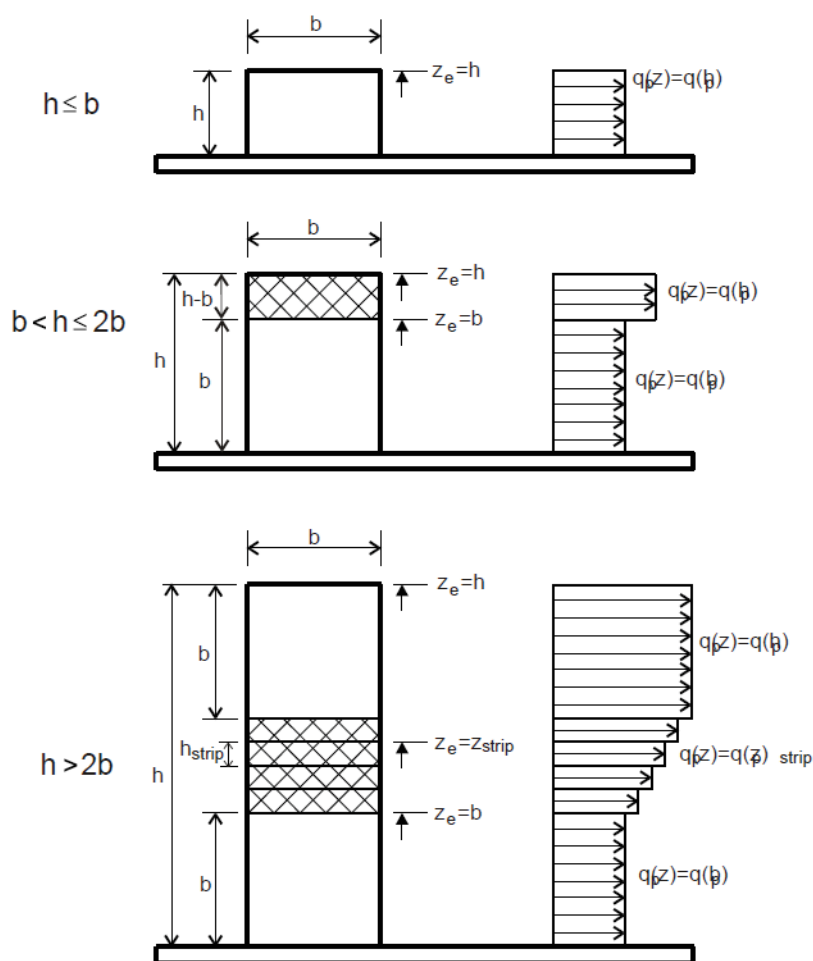
A_{ref} referenčná plocha konštrukcie alebo časti

Súčiniteľ konštrukcie $c_s c_d$ zohľadňuje účinok toho, že špičkové tlaky vetra na povrchy nevznikajú súčasne s účinkami kmitania konštrukcie vyvolaného turbulenciou vetra. Pre rámové budovy s nosnými stenami, ktoré sú nižšie ako 100 m a ktorých výška je menšia ako štvornásobok ich pôdorysného rozmeru v smere vetra, potom súčiniteľ $c_s c_d$ je rovný 1,0. V prípade nesplnenia podmienky je možné súčiniteľ stanoviť ručne podľa kap. 6.3 [2], alebo podľa prílohy D.

Rýchlosť vetra a z nej odvodené tlaky s výškou rastú. Pre potrebu stanovenia vonkajších tlakov na konštrukciu je potrebné určiť tzv. referenčnú výšku z_e . Rozdelenie konštrukcie na

jednotlivé vodorovné pruhy sú zobrazené na obrázku Obr. 1.13, závisia od pomeru h/b a sú to vždy najväčšie výšky rozdielných častí stien.

- Budova, ktorej výška h je menšia ako b , sa uvažuje ako jedna časť.
- Budova, ktorej výška h je väčšia ako b , ale menšia ako $2b$, sa uvažuje ako dve časti, kde dolná časť je od terénu po výšku b .
- Budova, ktorej výška h je väčšia ako $2b$, sa môže uvažovať zložená z niekoľkých častí uvažovaných postupne od terénu o výške b ; zhora dole o výške b a stredná oblasť sa rozdelí na pásy o výške h_{strip} podľa Obr. 1.13.



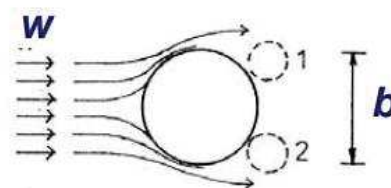
Obr. 1.13 Rozdelenie tlaku vetra po výške konštrukcie [2]

1.3.1.2 Dynamické účinky vetra

S dynamickou odozvou konštrukcie na zaťaženie vetrom je treba počítať, pokiaľ v konštrukcii vznikajú nezanedbateľné zrýchlenia. Dynamické pôsobenie vzdušného prúdu na stavebné objekty sa môže prejaviť niekoľkými spôsobmi. Kmitanie objektu v smere vetra je

vyvolané fluktuáciou v rýchlosti vetra. Priečne kmitanie objektov rozlišujeme na podľa pôdorysného tvaru objektu.

- Kruhovú, eliptické tvary: „oddeľovanie vírov“ (*angl. vortex shedding*)
- Obdĺžnikové tvary: „galoping“ vyskytuje sa zriedkavo



Takzvané samo budené kmitanie, resp. oddeľovanie vírov nie je potrebné vyšetrovať pokiaľ je splnená podmienka: Obr. 1.14 Oddel'ovanie vírov

$$v_{crit} = \frac{b n}{St} \approx 5bn > 1,25v_m \quad (2)$$

v_m je stredná rýchlosť vetra podľa EN 1991-4

St Strouhalovo číslo pre kruh je 0,18 pre ostatné prierezy vid' prílohu E; EN 1991-4

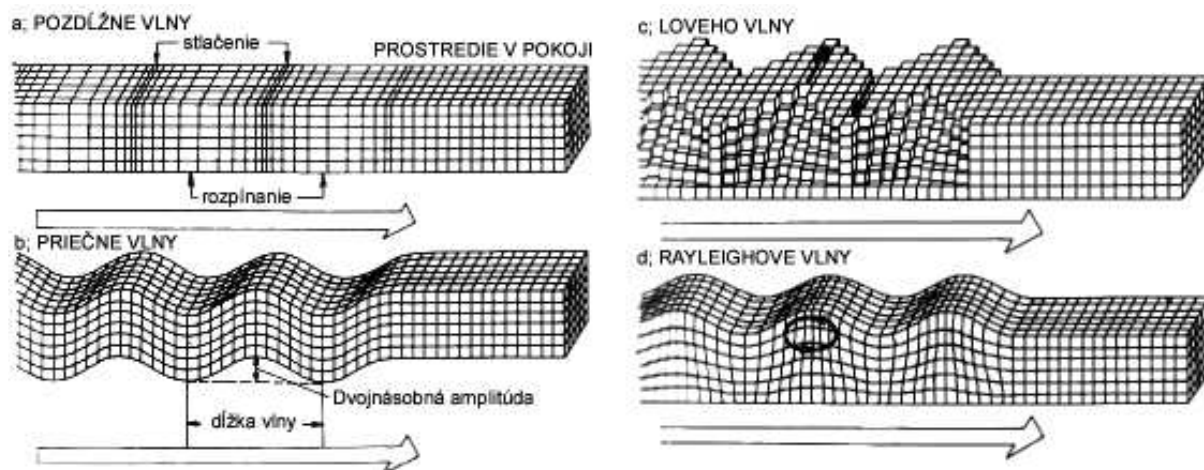
n prvá vlastná frekvencia budovy: $n \approx 46/h$

1.3.2 Seizmicita

Pod pojmom zemetrasenie rozumieme otrasy zemského povrchu s pôvodom vo väčšej alebo menšej hĺbke pod zemským povrchom. Príčinou zemetrasení môžu byť rozličné javy ako tektonické pohyby zemskej kôry, vulkanická činnosť sopiek, výbuchy, zrútenia hornín v štôlnach a iné. Dĺžka zemetrasenia býva obyčajne niekoľko sekúnd a sprevádzajú ho kolísavé pohyby zemského povrchu.

Miesto kde vznikajú prvé seizmické vlny, sa nazýva hypocentrum. Vertikálny priemet hypocentra na povrch je označovaný ako epicentrum. Z rýchlosti šírenia vln sa určuje poloha hypocentra. Ak chýbajú experimentálne údaje (napr. absencia seizmografu v postihnutej oblasti) epicentrom sa určí miesto s maximálnym porušením objektov na povrchu zeme.

Kolísavé pohyby, ktoré vznikajú v ohnisku zemetrasenia sa šíria vo forme seizmických vln. Tieto vlny dosahujú veľkej rýchlosti, čo nám umožňuje považovať horniny litosféry a seizmické vlny za ideálne pružné telesá resp. pružné vlny. Seizmické vlny sa podľa druhu deformácií rozdeľujú na pozdĺžne priečne a podľa druhu charakteru šírenia na priame, odrazené, lomené. Na Obr. 1.15 sú zobrazené významné povrchové vlny.



Obr. 1.15 Schematické znázornenie jednotlivých seizmických vln [12]

Pozdĺžne vlny sa šíria s maximálnou rýchlosťou, prenášajú najväčšie množstvo energie. Sú to objemové vlny (stláčajú a rozťahujú sa). Kolísanie častíc prostredia je zhodné so smerom vln, taktiež sa šíria aj v kvapalinách a plynch.

Priečne vlny vyvolávajú zmenu prvkov prostredia bez objemových zmien, sú to vlny šmyku a krútenia. Kolísanie častíc prostredia je kolmé na smer vlny. Tieto vlny sa šíria len v horninách, nakoľko kvapaliny ani plyny nevykazujú odpor proti zmene formy. Rýchlosť šírenia priečných vln je 1,7 – 1,8-krát menšia ako rýchlosť šírenia pozdĺžnych vln.

Pri preniknutí pozdĺžnych a priečných vln na zemský povrch a pri prechode rôznych pružných oblastí zemskej kôry, vznikajú sekundárne vlny (odrazené, lomené a iné). Všetky sekundárne vlny sa šíria pomalšie a nesú so sebou menšie množstvo energie, ale sú na nich naviazané najväčšie škody (napr. Rayleighove vlny - pohyb bodov má eliptický tvar a s hĺbkou zaniká Obr. 1.15d). [12]

1.3.2.1 Správanie sa budov pri zemetraseniach

Nakoľko základy budovy sú miestom kontaktu s podloží, účinky zemetrasenia sa odovzdávajú budove v podobe opakovaného premiestnenia základov. Hmota budovy prekáža týmto kmitaniam vyvolávajúc v budove zotrvačné sily. Analogické porovnanie so silami, ktoré pociťuje cestujúci pri nečakanom zabrzdení vozidla. Opísaný príklad je samozrejme značným zjednodušením, nakoľko seizmické rozkmitania budovy sú v skutočnosti vyvolané vratnými posuvnými premiestneniami základov.

Zvislé účinky zemetrasenia nepôsobia na nosné konštrukcie obyčajne nebezpečne. Predstavujú v našich podmienkach cca. 5% prírastok k bežnému zvislému kvázistálemu zaťaženiu a to ešte v mimoriadnej kombinácii. Tento prírastok môže byť zaujímavý pre iba pre

konzoly, a konzolové výčnelky na prvkoch konštrukcie (obklady, rímsy, balkóny, komíny a iné). K inej situácii dochádza pri posudzovaní *vodorovných seizmických síl*, nakoľko predstavujú absolútny prírastok vodorovného zaťaženia (vo vodorovnom smere tiaž konštrukcie nepôsobí). Navyše so zachytávaním vodorovného zaťaženia v súvislosti s nárastom výšky budovy vznikajú vždy určité problémy. Kvázistála tiaž jedného podlažia v závislosti od jeho pôdorysných rozmerov býva 3000 až 10000 kN. Potom vodorovné seizmické sily pôsobiace na podlažie budovy môžu byť opäť 5% z jeho tiaže, čo predstavuje 150 až 500 kN (závisí to od počtu podlaží, tuhosti a útlmu budovy). Pri vyšších budovách treba overiť bezpečnosť proti preklopeniu.

1.3.2.2 Princípy navrhovania stavieb

Pri návrhu konštrukcie v seizmickej oblasti je potrebné navrhovať konštrukcie podľa pravidiel, ktoré sú obsiahnuté v kapitole 4.2.1 v norme [7]:

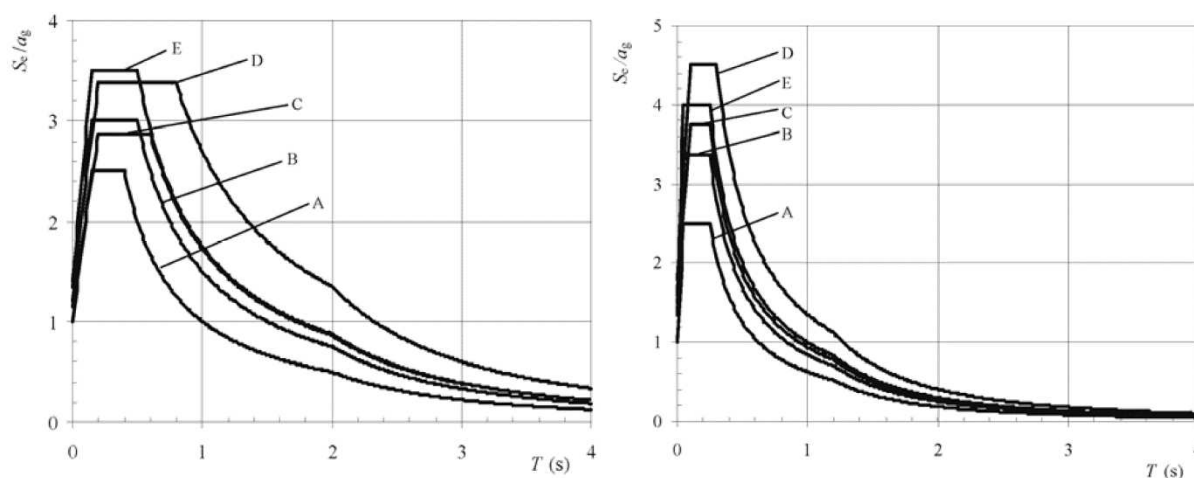
1. Jednoduchosť konštrukcie – kvôli modelovaniu, analýze, dimenzovaniu konštrukčného usporiadania. Jednoduchšie konštrukcie sú jasnejšie, je tu menej neistôt, ktoré by mohli vstúpiť do výpočtu a ich chovanie je spoľahlivejšie vzhľadom k návrhu.
2. Symetria, jednoduchosť, statická neurčitosť – rozdelenie prvkov v konštrukcii by malo byť čo najvyváženejšie. Jednotnosť konštrukcie by mala byť dodržaná vo vodorovnom aj zvislom smere, v prípade potreby deliť na dynamicky nezávislé diely. Je vhodné, aby konštrukcia bola symetrická, pretože sa tým zvýši statická neurčitosť a priaznivo sa redistribuuje namáhanie a hromadenie energie v konštrukcii.
3. Odolnosť a tuhosť v oboch smeroch – pretože sa seizmicita prejavuje horizontálne 2 zložkami síl, tak musí konštrukcia prenášať zaťaženie v ľubovoľnom smere. Vhodné sú pravouhlé konštrukcie s približne rovnakou odolnosťou a tuhosťou v oboch smeroch. Tuhosť prispieva k obmedzeniu vývoja nadmerných premiestnení, ktoré môžu viesť k nestabilite alebo veľkým škodám.
4. Krútiaca odolnosť a tuhosť – zabezpečenie dostatočnej krútiacej odolnosti a tuhosti (obmedzenie krútiacich pohybov). Vhodné umiestnenie stužujúcich prvkov na obvod budovy.
5. Membránové pôsobenie stropov v ich rovine – dôležitá úloha v podobe prenosu zotrvačných síl do zvislých nosných systémov a zabezpečujú spolupôsobenie systému.
6. Primerané základy – návrh základov musí zabezpečovať rovnomerné seizmické budenie konštrukcie. Pri budovách s individuálnymi základovými prvkami (pätky, pilóty), treba použiť základovú dosku alebo ťahadlá v oboch hlavných smeroch podľa EN 1998-5.

7. Seizmicky prvotné a druhotné prvky – určitý počet konštrukčných prvkov sa môže navrhnuť ako seizmicky „druhotný“ prvok (nie je súčasťou systému odolávajúceho seizmickému zaťaženiu). Celkový príspevok „druhotných“ prvkov k bočnej tuhosti nemá prekročiť 15% tuhosti všetkých „prvotných“ prvkov.

1.3.2.3 Výpočet seizmického zaťaženia

Podľa normy [7] počítame konštrukcie metódou seizmických priečných síl alebo modálnou analýzou. Pre bežne stavby sa používa výpočet seizmických priečných síl s účinkom pohybu. Výpočet je uvedený v kapitole 4.3.3.2 vyššie uvedenej normy.

Pri výpočte pomocou seizmických priečných síl je nutné poznať aspoň približne periódu kmitania vo vlastnom tvare T_1 . Taktiež je potrebné poznať krivku návrhového spektra pružnej odozvy pre typ zemetrasenia, ktorý očakávame $S_d(T_1)$ na základe kategórie podložia z tabuľky 3.1 v [7]. Tento druh výpočtu sa smie použiť pri budovách, ktoré možno analyzovať ako dva rovinné modely a ktorých odozva nie je závažne ovplyvnená príspevkom vyšších tvarov kmitania.



Obr. 1.16 Odporúčané spektrum pružnej odozvy typu 1 a 2 pre podložia A až E s 5% útlmom.

Periódou vlastného kmitania T_1 sa počíta podľa kapitoly 4.3.3.2.2 normy [7] nasledovne:

1. Metódou stavebnej dynamiky, napr. Rayleighovou metódou.
2. Pre budovy do 40 m výšky:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3)$$

C_t 0,085 pre priestorové oceľové rámy s prenosom momentového účinku;

C_t 0,075 pre priestorové železobetónové rámy s prenosom momentového účinku;

C_t 0,050 pre ostatné konštrukcie;

H výška objektu od základu alebo od vrchu tuhého suterénu.

3. Pre konštrukcie so železobetónovými stenami alebo tehlovými stužujúcimi stenami môžeme zobrať hodnotu C_t zo vzťahu:

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c} \quad (4)$$

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (5)$$

A_c celková účinná plocha stužujúcich stien v 1. podlaží stavby [m²];

A_i efektívna prierezová plocha i-tej stužujúcej steny v smere prvého podlažia budovy;

H výška objektu v m od základu alebo od vrchu tuhého suterénu;

l_{wi} dĺžka i-tej stužujúcej steny prvého podlažia budovy v smere rovnobežnom s pôsobiacimi silami v metroch s obmedzením, že $l_{wi}/H < 0,9$.

4. Alternatívne možno určiť T_1 z nasledujúceho vzťahu:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (6)$$

d je vodorovné pružné premiestnenie vrcholu budovy v metroch od účinku vodorovných síl rovnomerných veľkosti tiažových síl;

Obmedzujúce podmienky použitia metódy priečných síl pre budovy, ktoré majú základné vlastné periódy kmitania T_1 v dvoch hlavných smeroch menšie ako nasledujúce hodnoty a spĺňajú kritéria pravidelnosti po výške.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (7)$$

t_c uvedené v tabuľke 3.2 alebo 3.3 v norme [7];

Potom celková šmyková sila pri základe budovy F_b sa pre každý hlavný horizontálny smer uvažovaný vo výpočte určí nasledovne:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (8)$$

$S_d(T_1)$ je úsek návrhového spektra odozvy pri perióde T_1 ;

T_1 základná vlastná perióda budovy v uvažovanom horizontálnom smere kmitania;

m celková hmotnosť budovy nad základom alebo vrchom tuhého suterénu;

λ korekčný súčiniteľ s hodnotou $\lambda=0,85$ ak $T_1 \leq 2 T_c$ a budova má aspoň viac ako dve podlažia, inakšie $\lambda=1,00$.

Pre štíhle a vysoké budovy, alebo konštrukcie, ktoré nesplnili podmienky použitia metódy náhradných seizmických síl sa použije viactvarový výpočet pri zaťažení spektrom odozvy (modálna analýza). Výpočet je prevedený pomocou softwaru.

1.3.2.4 Kombinácie účinkov zložiek seizmického zaťaženia

Účinky seizmického zaťaženia sa uvažujú ako pôsobiace súčasne a kombinujú podľa vzťahov:

$$E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + 0,3E_{Edz} \quad (9)$$

$$0,3E_{Edx} + E_{Edy} + 0,3E_{Edz} \quad (10)$$

$$0,3E_{Edx} + 0,3E_{Edy} + E_{Edz} \quad (11)$$

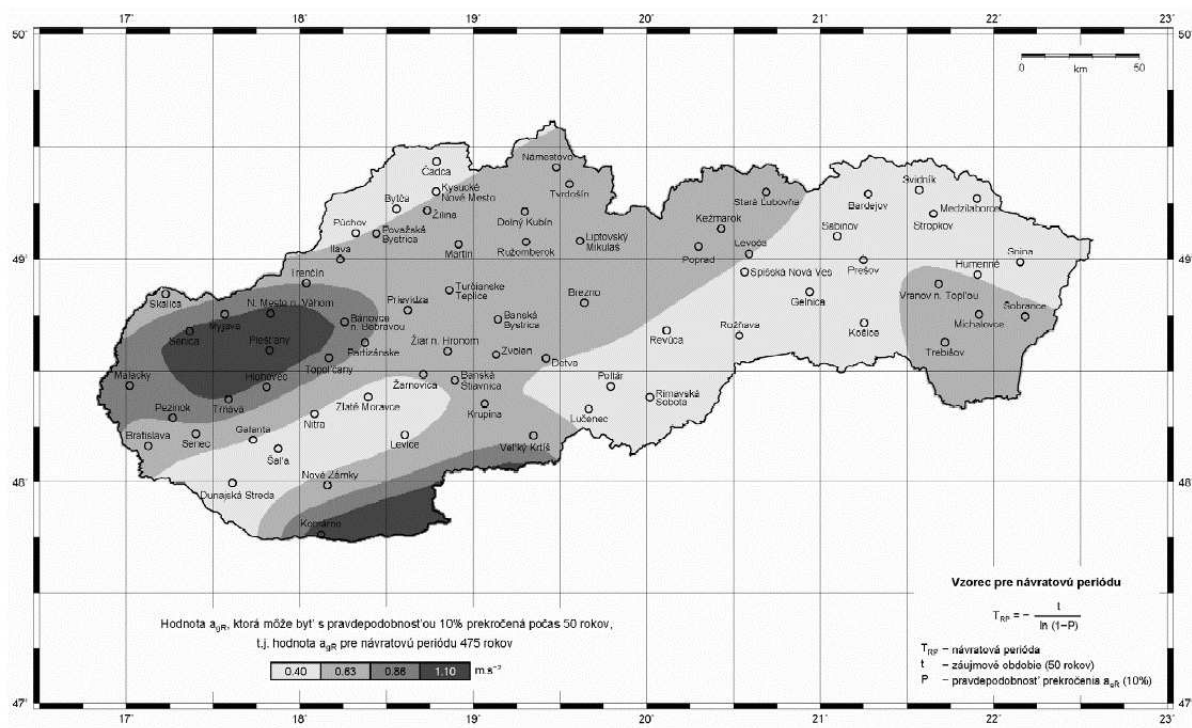
E_{Edx} účinky seizmického zaťaženia pôsobiaceho v smere zvolenej horizontálnej osi;

E_{Edy} účinky seizmického zaťaženia pôsobiaceho v smere zvolenej horizontálnej osi.

Pri budovách spĺňajúcich kritéria pravidelnosti v pôdoryse v dvoch hlavných horizontálnych smeroch, seizmické zaťaženie možno uvažovať ako pôsobiace nezávislé a bez kombinácií v smere každej z dvoch hlavných navzájom kolmých horizontálnych osí konštrukcie. Ak sa vykonáva statická nelineárna analýza (metóda prekročenia deformácii), možno vertikálnu zložku seizmického zaťaženia zanedbať. [7]

1.3.2.5 Mapa seizmických oblastí – Slovensko

Na Slovensku podľa STN EN 1998 NA sú definované 4 seizmické oblasti, ktoré sú zobrazené na obrázku Obr. 1.17.



Obr. 1.17 Oblasti seizmického ohrozenia na území Slovenska [7]

1.3.2.6 Technická seizmicita

Osobitným prejavom seizmických účinkov je tzv. *seizmický nepokoj*, ktorého príčinou je *denný ruch* (doprava, účinky strojov a pod.). Vo veľkých mestách je častokrát i makroseizmicky zistiteľný. Nebezpečenstvo seizmického nepokoja spočíva v tom, že spôsobuje v značnej miere kmity s periódami blízkymi periódam vlastného kmitania stavieb a pôsobí takmer nepretržite na rozdiel od zemetrasenia. Seizmický nepokoj je tak príčinou únavy materiálu a poklesu pevnosti v čase. V miestach, kde dochádza ku koncentrácii účinkov zvislých zaťažení (napr. úchyty obvodového plášťa a pod.) sa odporúča navrhovať konštrukčné prvky so zníženými pevnosťami materiálov o 20 až 40%. [12]

1.4 PRÍKLADY STAVIEB VYSOKÝCH BUDOV

Príklady zaujímavých konštrukcií niektorých budov v seizmicky aktívnych oblastiach budú rozobraté v nasledujúcich podkapitolách.

1.4.1 Torre Mayor; Mexiko

Budovu Torre Mayor Mexiko City v Mexiku so svojou výškou 255 m a 55 podlažiami dokončili v roku 2003. Je výnimočná svojou konštrukciou, ale hlavne polohou. Budova je postavená v seizmicky najaktívnejšom území na Zemi. Umiestnenie takejto budovy je výsledkom inovačných konštrukčných a geotechnických schopností inžinierov. Na základe podrobných analýz z celkového počtu 25 konštrukčných systémov vybrali inžinieri momentový rám so stužidlami v tvare X s doplnkovým tlmiacim systémom. Tlmiaci systém tvorí 98 viskózných tlmičov. 72 tlmičov je umiestnených v smere sever – juh a 26 v smere východ – západ. Konštrukcia budovy je navrhnutá na zemetrasenie o veľkosti 8,5 stupňa z Richterovej stupnice. Zaťaženie zemetrasením je ekvivalentné vetru o rýchlosti 35 km/h. Samotná budova je navrhnutá tak, aby odolala vetru o rýchlosti 257,5 km/h (71 m/s). Superstužidlá v tvare X prechádzajú cez 12 podlaží (Obr. 1.18). [1.1]

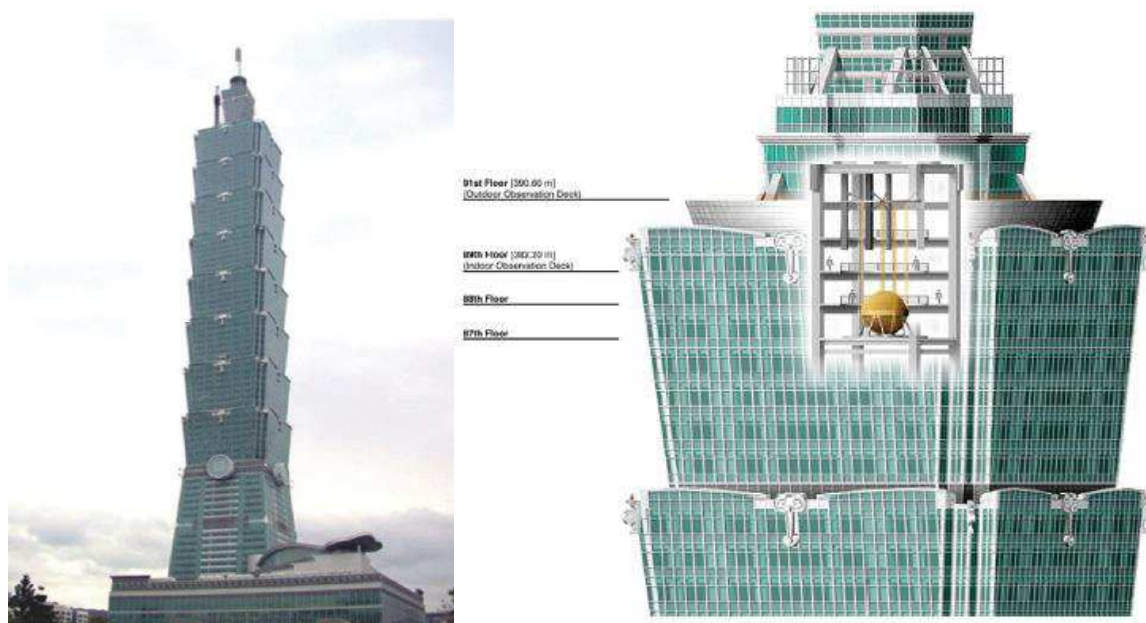


Obr. 1.18 Momentový rám so stužidlami v tvare X ; Torre Mayor, Mexiko

1.4.2 Tchaj-pej 101; Taiwan

Impozantná stavba s 101 podlažiami a výškou 509,2 m. Je postavená v seizmicky najaktívnejšom pásme na zemi, tektonická zlomová línia prechádza len 200 m od budovy a oblasťou ročne prejde niekoľko tajfúnov s rýchlosťou aj 250 km/h. Preto inovatívnym riešením bolo pílkovité skosenie hrán budovy, čím dosiahli projektanti výrazne menšie namáhania spôsobené dynamickými účinkami vetra.

V Tchaj-pej 101 sú namontované tri laditeľné tlmiče v skratke TMD jeden obrovský a dva menšie. Najväčší TMD je vytvorený zo 41 oceľových plátov opracovaných do tvaru veľkej gule s priemerom 5,5 m (Obr. 1.19). Tlmič je zavesený na 8 oceľových lanách, ktoré prechádzajú cez 4 podlažia a sú kotvené v úrovni 92. podlažia. Hmotnosť gule je 660 ton, čo predstavuje 0,24% z celkovej hmotnosti budovy. Tlmič pôsobí ako kyvadlo, tlmič je naladený na približne rovnakú hodnotu vlastnej frekvencie budovy. Pri pohybe budovy ma tlmič TMD tendenciu kmitať opačným smerom, avšak s väčšou amplitúdou, tým pádom na tlmiče umiestnené medzi TMD a rám budovy nebude pôsobiť žiadny väčší pohyb. V roku 2002 bez ujmy budova prežila zemetrasenie 6,8° RS. [I.1]



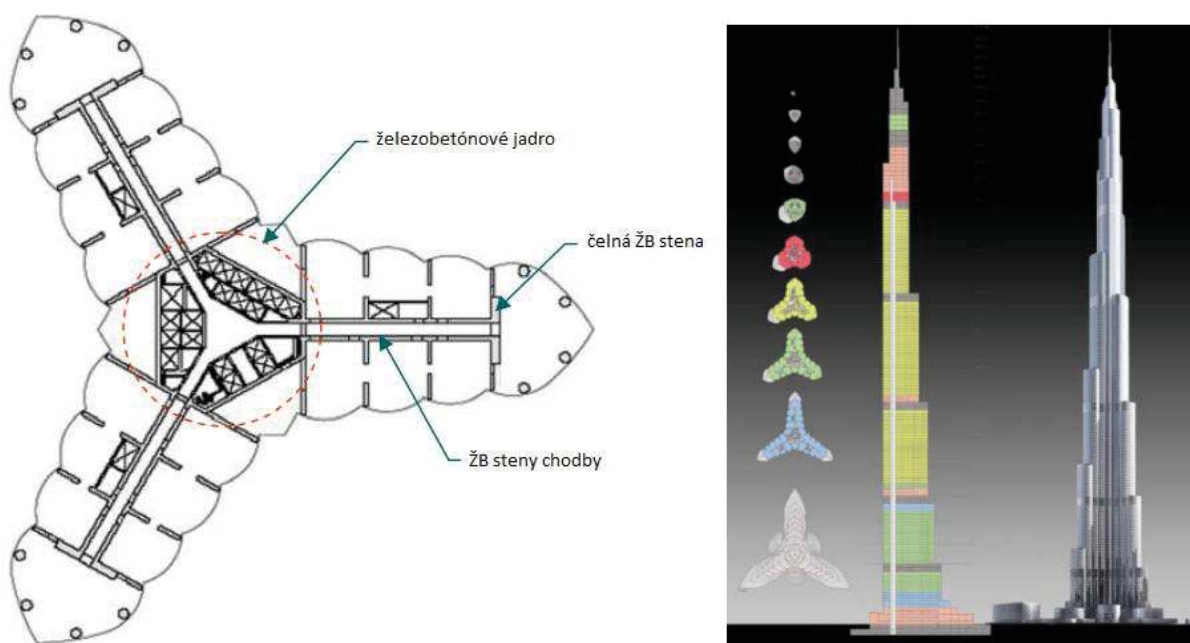
Obr. 1.19 Tchaj-pej 101; Umiestnenie tlmiča TMD v budove Tchaj-pej 101

1.4.3 Burj Khalifa; SAE

Tak ako bolo spomenuté v kapitole 1.2.1 nosný systém tvoria 3 rebrá podpierajúce vodorovné šesť uholníkové jadro. Prenos účinkov zaťaženia je nasledovný, jadro, steny a obvodové stĺpy stužené stropnými doskami prenášajú zvislé zaťaženie. Čelné steny a chodby prenášajú momenty a šmyk od vetra. Krútenie prenáša železobetónové jadro (šesťuholník). V technických podlažiach prepojujú podlažné pásy jednotlivé prvky do celkového prenosu zvislých aj vodorovných zaťažení.

Založenie je na doske hrúbky 3,7 m a 194 pilótach \varnothing 1,5 m a dĺžky 43 m. z betónu cca C50 pri celkovom sadnutí 75 mm. Betón do výšky 586 m, potom oceľ. Ustupujúce krídla zabezpečujú odolnosť voči účinkom vetra. Kvôli prevládajúcim vetrom bola stavba otočená o 120°. Vodorovný priehyb vo vrchole je 1,5 m a nosný systém je tak tuhý, že nepotrebuje žiadne tlmiče.

Systém obvodového plášťa je navrhnutý tak aby vydržal extrémne letné teploty v Dubaji. Kondenzačná voda získaná zo systému klimatizácií sa rovná 20 bazénom olympijskej veľkosti ročne, využíva sa na technické účely. [I.3]



Obr. 1.20 Nosný systém budovy; Pohľad na Burj Khalifa a jednotlivé rezy

2 TECHNICKÁ SPRÁVA

2.1 IDENTIFIKAČNÉ ÚDAJE STAVBY

Názov stavby:	Administratívna budova
Miesto stavby:	Bratislava
Kraj:	Bratislavský kraj
Druh stavby:	Novostavba
Autor projektu:	Bc. Martin Laštík
Kontroloval:	Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

2.2 ZÁKLADNÉ ÚDAJE O STAVBE

Administratívna budova sa nachádza v meste Bratislava, na ulici Mlynské nivy. Je navrhnutá ako samostatne stojací objekt. Budova má dvadsaťjeden nadzemných podlaží, ktorých priestory slúžia ako administratíva a jedno podzemné podlažie, ktoré slúži ako skladové priestory a priestory pre technologické zázemie. Výšková úroveň $\pm 0,000$ sa nachádza na úrovni podlahy 1 NP, ktorá je totožná s výškou 137,150 m.n.m.. Najvyšší bod nosnej konštrukcie (horná hrana stropu) je na kóte +79,8; konštrukčná výška podlažia je 3,8m.

Nosný systém je oceľový skelet so stužením, na oceľových stĺpoch sú osadené spriahnuté stropnice a prievlaky. Stropy sú riešené ako spriahnutá plechobetónová doska uložená na trapézovom plechu (stratené debnenie). Zvislé stuženie objektu je realizované pomocou priehradového stuženia a rámových rohov.

Od hranice pozemku, dopravných komunikácií a inžinierskych sietí je konštrukcia osadená s dostatočným odstupom, takže realizácia ani prítlačenie v podlaží neovplyvní susedné stavby ani komunikácie.

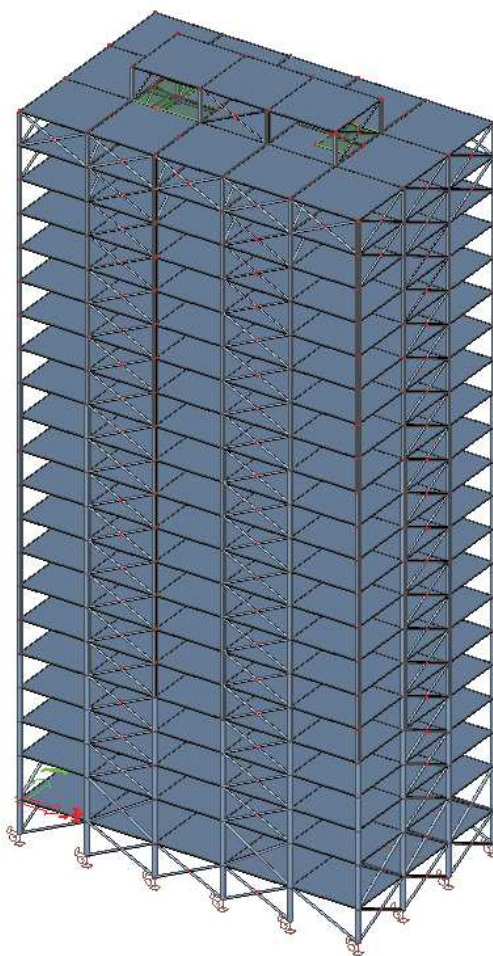
Parkovacie miesta pre užívateľov novovzniknutej administratívnej budovy sú zabezpečené na príľahlých plochách a v objektoch (parkovacie domy, nákupné centrá).

2.3 INŽINIERSKO-GEOLOGICKÉ POMERY

V mieste stavby nebol prevedený inžiniersko- geologický prieskum. Predpokladaná únosnosť zeminy v úrovni základovej škáry bola uvažovaná na $R_d = 250$ kPa. Pred realizáciou je nutné overiť skutočnú únosnosť zeminy v základovej škáre, a na základe tejto únosnosti je nutné základové konštrukcie prehodnotiť. Hladina ustálenej podzemnej vody sa nachádza pod úrovňou základových konštrukcií.

2.4 KONŠTRUKČNÉ RIEŠENIE – NOSNÝ SYSTÉM

Diplomová práca sa zaoberá návrhom nosnej konštrukcie viacpodlažného objektu skupiny II (podľa Tab. 1-1). Stavba je riešená ako oceľobetónový skelet. Vodorovné prvky stropov a strechy sú riešené ako oceľobetónové spriahnuté prvky so spriahnutou plechobetónovou doskou. Zo stropnej dosky sa vodorovné zaťaženie prenáša do zvislých nosných prvkov cez zvislé stuženie do základov a do podlažia.



Obr. 2.1 3D model konštrukcie

2.4.1 Vodorovné nosné konštrukcie

Stropná konštrukcia bola navrhnutá v troch rôznych variantoch a to ako bezstropnicová spriahnutá plechobetónová doska ďalej to bola plechobetónová doska uložená na stropnicovom systéme v tvare šachovnice a posledný variant rozmiestnenia prievlakov a stropníc vychádzal z trojtraktu.

Každý variant ma výhody aj nevýhody vyplývajúce z použitia konkrétneho systému. Pri zachovaní rovnakých osových vzdialeností stĺpov a rovnakej hrúbke dosky vieme zhodnotiť, že medzi hlavné výhody *bezstropnicového* systému patrí nižšia hmotnosť a spolupôsobenie trapézového plechu a plechobetónovej dosky. Medzi nevýhody patrí nutnosť podopretia plechobetónovej dosky čo pri výškovej stavbe nie je ideálne riešenie (veľké množstvo stojok po celej výške stavby) z toho vyplýva technická aj časová náročnosť realizácie. Pre väčšie otvory (schodisko, prestupy) nutnosť výmeny a strata efektívnej spojitosti dosky a samotná vyššia konštrukčná výška stropu. Vhodné použiť aj prefabrikovaný filigránovi strop s prestupmi vyhotovenými priamo v „prefe“, ale aj tak sa nevyhneme nutnosti montážneho podopretia dosky. Pri *stropnicovom* systéme – trojtrakte (obdĺžniková sieť stĺpov) nájdeme výhody v menšej pracnosti, hmotnosti ale i konštrukčnej výške stropu. Medzi nevýhody systému patrí nerovnomerné zaťaženie stĺpov pri okraji, nižšia hospodárnosť pri umiestnení stropnice na menšie rozpätie. Pri použití *šachovnice* – stropnicový systém (štvorcová sieť stĺpov) docielime rovnomerné rozdelenie zvislého zaťaženia na všetky stĺpy, nižšiu výšku prievlaku avšak za cenu vyššej hmotnosti a stropu. Medzi ďalšie nevýhody môže patriť nutnosť použiť zložené prierezy – tuhá os v oboch smeroch.

2.4.2 Zvislé nosné konštrukcie

Nosnú časť zvislých nosných prvkov tvoria spriahnuté oceľobetónové stĺpy. Stĺpy sú priebežné cez dve podlažia a výška stĺpu v bežnom podlaží je $2 \cdot 3,8\text{m} + 0,9\text{m} = 8,5\text{m}$.

Stĺpy sú z oceľovej rúry kruhového ale aj štvorcového prierezu a sú po výške budovy odstupňované a rozdelené do 5 skupín, rozmery stĺpov sa menia v závislosti od nárastu normálovej sily. Stĺpy sú zhotovené z oceľových rúr triedy S355 a vyplnené betónom triedy C50/60. Stĺpy sú montážne spájané cez čelné dosky, a ostatné nosné prvky ako prievlaky a zvislé stuženie objektu sú na stĺpy napojené kĺbovo. Uloženie stĺpov na základovú konštrukciu je cez oceľovú platňu 20mm hrubú. Platňa je uložená na betónovej zálievke min. 50mm vysokej. Presnú polohu platne zabezpečujú chemické kotvy v spolupôsobení s trením.

2.4.3 Stuzenie konštrukcie

Vodorovné účinky zaťaženia prenáša zvislé stuženie objektu. Stuženie je priehradové a je tvorené na obvode objektu trubkami v tvare „X“ a stuženie vo vnútri objektu je tvorené trubkami v tvare obráteného „V“ v tomto prípade zabezpečujúce nie len statickú funkciu ale aj dispozičnú. Stuženie objektu je tvorené trubkami priemeru od $\varnothing 159$ do $\varnothing 273$ s priemernou hrúbkou steny cca 11mm.

2.4.4 Základové konštrukcie

Základová konštrukcia je navrhnutá ako základová doska s hrúbkou 1,5 m a pôdorysnými rozmermi 25x41m. Úroveň základovej škáry je v hĺbke - 6,000 m. Základová doska je vyhotovená z betónu C30/37 a vystužená betonárskou výstužou B500B. Z dôvodu predpokladaného nevyhovujúceho posúdenia medzného stavu použiteľnosti, budú v miestach stĺpov navrhnuté pilóty z dôvodu zmenšenia sadania a zabezpečenia rovnomerného sadnutia objektu. Vychádzali sme z návrhov a posúdení podobných konštrukcií (pozri napr. [21] alebo [14]) Samotný návrh pilót nie je predmetom diplomovej práce. Základová doska je posúdená v MSÚ a podrobný výpočet je v *Prílohe č. 13*.

2.4.5 Obvodový plášť

Opláštenie budovy je z ľahkej preadsadenej konštrukcie. Konštrukcia fasády je kotvená do každého podlažia s celkovou hmotnosťou nie vyššou ako 100kg/m². Spojité zaťaženie prievlaku na bežnom podlaží tak bude 3,8kN/m.

2.5 PODKLADY PRE STATICKÝ VÝPOČET

- Výkresová dokumentácia – Projekt pre stavebné povolenie

Statický výpočet je zhotovený podľa platných slovenských a európskych noriem, ktoré sú uvedené na konci diplomovej práce, kapitola - Normy, Literatúra a odborné časopisy.

2.6 POUŽITÉ MATERIÁLY

Charakteristické vlastnosti použitých materiálov vo výpočtoch a výpočtových modeloch sú zobrazené v nasledujúcich tabuľkách:

Tab. 2-1 Betón triedy C50/60 – spriahnuté stĺpy

Charakteristická hodnota pevnosti betónu v tlaku	$f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota pevnosti betónu v tlaku	$f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$
Stredná pevnosť betónu v tlaku	$f_{cm} = 58,0 \text{ MPa}$
Priemerná hodnota pevnosti betónu v ťahu	$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnosť betónu v ťahu (5% kvantil)	$f_{ctk,0.05} = 2,9 \text{ MPa}$
Stredná hodnota modulu pružnosti betónu	$E_{cm} = 37 \text{ GPa}$

Tab. 2-2 Betón triedy C30/37 -základové konštrukcie

Charakteristická hodnota pevnosti betónu v tlaku	$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota pevnosti betónu v tlaku	$f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$
Stredná pevnosť betónu v tlaku	$f_{cm} = 38,0 \text{ MPa}$
Priemerná hodnota pevnosti betónu v ťahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnosť betónu v ťahu (5% kvantil)	$f_{ctk,0.05} = 2,0 \text{ MPa}$
Stredná hodnota modulu pružnosti betónu	$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

Tab. 2-3 Betón triedy C25/30 – stropné konštrukcie

Charakteristická hodnota pevnosti betónu v tlaku	$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota pevnosti betónu v tlaku	$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$
Stredná pevnosť betónu v tlaku	$f_{cm} = 33,0 \text{ MPa}$
Priemerná hodnota pevnosti betónu v ťahu	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnosť betónu v ťahu (5% kvantil)	$f_{ctk,0.05} = 1,8 \text{ MPa}$
Stredná hodnota modulu pružnosti betónu	$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$

Tab. 2-4 Betonárska výstuž B 500B

Charakteristická hodnota medze klzu ocele	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota medze klzu ocele	$f_{yd} = 434,783 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonárskej výstuže	$E_s = 200 \text{ GPa}$

Tab. 2-5 Oceľ triedy S355

Charakteristická hodnota medze klzu ocele	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota medze klzu ocele	$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$
Modul pružnosti v ťahu a tlaku	$E = 210 \text{ GPa}$
Modul pružnosti v šmyku	$G = 80 \text{ GPa}$

2.7 TECHNOLOGICKÝ POSTUP

Navrhovaný objekt je zhotovený z ocelových prierezov a z monolitického železobetónu, väčšina prác na stavbe bude pozostávať z montáže ocelevej konštrukcie a z viazania výstuže a betonáže jednotlivých podlaží.

Objekt bude založený na základovej doske hr. 1500 mm, ktorá sa vyhotoví na podkladový betón hr. 100 mm. Podkladový betón slúži ako podkladová vrstva pre základovú dosku, ktorý sa vyhotoví na dno stavebnej jamy. Prvou fázou betonáže bude betonáž základovej dosky, pri ktorej sa bude uvažovať s napojením zvislých nosných prvkov.

V druhej fáze sa budú osádzať ocelové stĺpy a ocelová konštrukcia, do stĺpov bude napumpovaný betón cez vopred pripravené otvory v spodných častiach.

Po napumpovaní betónu do stĺpov nasleduje betonáž stropnej dosky na úrovni 1 PP do strateného debnenia z profilovaného plechu. Pred betonážou je potrebné overiť polohu výstuže v doske a vždy prizvať statika. Po zatvrdnutí betónu stropnej dosky sa v ďalšej fáze namontuje ocelová konštrukcia ďalšieho podlažia opäť sa zrealizuje betonáž stropných konštrukcií. Stropnice sú montážne podpreté podľa statického výpočtu a demontáži podopretia predbieha vybetónovanie štyroch podlaží. Stúženie objektu je osadzované súčasne so stĺpmi, aby plnilo svoju funkciu už pri betonáži. Výstavba bude pokračovať daným spôsobom, až kým sa nedosiahne úroveň 20 NP.

Ukladanie čerstvého betónu bude v súvislých vrstvách. Betón nesmie byť ukladaný z výšky a ani nadmieru zhutňovaný, aby nedošlo k rozmiešaniu betónovej zmesi a segregácií kameniva. Ošetrovanie čerstvej betónovej zmesi bude prebiehať po dobu 12 hodín vlhčením povrchu vodou, aby sa predišlo náhlemu odparovaniu vody a tým zabránilo tvorbe trhlín na povrchu betónu.

V prípade nutnosti pracovných škár, ktoré vzniknú pri betonáži sa musia pred pokračovaním riadne očistiť a upraviť tak, aby sa zabezpečila dobrá príľnavosť ďalšieho betónu. Betón použitý v ďalšom kroku musí mať rovnaké vlastnosti ako betón použitý pred pracovnou škárou. Horizontálne pracovné škáry musia mať orientáciu kolmo na smer nosnej výstuže a musia byť vystužené na prenos ťahových a šmykových síl vznikajúcich v úzkom páse pracovnej škáry.

Technologický postup je viazaný len na montáž nosnej konštrukcie. Predmetom diplomovej práce nie je technologický postup vyhotovenia celého objektu.

3 STATICKÝ VÝPOČET

3.1 VÝPOČET ZAŤAŽENIA

Statický výpočet pozostáva z výpočtu zaťaženia, statickej a dynamickej analýzy budovy a predbežného návrhu nosných prvkov. Konštrukcia musí mať primeranú mechanickú odolnosť, používateľnosť a trvanlivosť, aby vyhovovala kritériám medzného stavu únosnosti a používateľnosti. Všetky zaťaženia uvažované vo výpočtoch boli stanovené ako charakteristické hodnoty, a takto zadané do modelu v programe SCIA Engineer 16.1.

3.1.1 Stále zaťaženie

3.1.1.1 Vlastná tiaž

Stále zaťaženie tvorí vlastná tiaž konštrukcie a ostatné stále zaťaženie. Vlastná tiaž bola vypočítaná programom automaticky podľa zadaných rozmerov a použitého materiálu, kde objemová tiaž železobetónu je 25kN/m^3 ; ocele $78,5\text{kN/m}^3$.

3.1.1.2 Ostatné stále zaťaženie

Ostatné stále zaťaženie je na stropných doskách reprezentované tiažou podlahových vrstiev, na streche tiažou strešnej vrstvy. Ľahký obvodový plášť konštrukcie je zadávaný do programu ako spojité rovnomerné zaťaženie na hranu stropnej dosky. Všetky uvažované ostatné stále zaťaženia sú zobrazené v Tab. 3-1 až Tab. 3-5.

Tab. 3-1 Ostatné stále zaťaženie – strecha

Vrstva - popis zaťaženia	Objemová tiaž	Hrúbka vrstvy	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m^3]	d [m]	g_k [kN/m^2]	γ_G [-]	g_d [kN/m^2]
Betónová dlažba	24	0,06	1,42	1,35	1,91
Štrková vrstva	20	0,05	1,00	1,35	1,35
PVC fólia, geotextília	-	-	0,05	1,35	0,07
Polystyrén betón	6	0,1	0,60	1,35	0,81
TI - XPS	0,4	0,2	0,08	1,35	0,11
Vzduchotechnika, rozvody	-	-	0,20	1,35	0,27
Podhľad	-	-	0,15	1,35	0,20
		Σ	3,50	Σ	4,72

Tab. 3-2 Ostatné stáľe zaťaženie – spoločné priestory

Vrstva - popis zaťaženia	Objemová ťaž	Hrúbka vrstvy	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ³]	d [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba	22	0,015	0,33	1,35	0,45
Cementový poter	24	0,04	0,95	1,35	1,28
TI - EPS	1,5	0,04	0,06	1,35	0,08
PE fólia	-	-	0,01	1,35	0,01
Vzduchotechnika, rozvody	-	-	0,20	1,35	0,27
Podhľad	-	-	0,15	1,35	0,20
		Σ	1,70	Σ	2,29

Tab. 3-3 Ostatné stáľe zaťaženie – podzemie, sklady

Vrstva - popis zaťaženia	Objemová ťaž	Hrúbka vrstvy	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ³]	d [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Epoxidový náter	-	-	0,05	1,35	0,07
Betónový poter	24	0,05	1,20	1,35	1,62
		Σ	1,25	Σ	1,69

Tab. 3-4 Ostatné stáľe zaťaženie – schodisko

Vrstva - popis zaťaženia	Objemová ťaž	Hrúbka vrstvy	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ³]	d [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba	22	0,015	0,33	1,35	0,45
Podhľad	-	-	0,15	1,35	0,20
		Σ	0,48	Σ	0,65

Tab. 3-5 Ostatné stáľe zaťaženie – obvodový plášť

Vrstva - popis zaťaženia	Plošná hmotnosť	Výška podlažia	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	[kN/m ²]	v [m]	g_k [kN/m]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
Ľahký obvodový plášť	1	3,8	3,80	1,35	5,13
		Σ	3,80	Σ	5,13

3.1.1.3 Premenné zaťaženie

V Tab. 3-6 sú uvedené hodnoty jednotlivých premenných zaťažení podľa účelu používania zaťažovanej plochy, odporúčané hodnoty sú prevzaté z kap. 6 normy STN EN 1991-1-1.

Tab. 3-6 Úžitkové zaťaženie

Kategorie zaťažovanej plochy		Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
		g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Strecha	H - Strechy neprístupné	0,75	1,50	1,13
NP	B - Administratíva	3	1,50	4,50
1 NP	C3 - plochy bez prekážok	5	1,50	7,50
1 NP	D - Obchodné priestory	5	1,50	7,50
1 PP	E1 - Sklad	7,5	1,50	11,25
-	Priestupné priečky	1,2	1,50	1,80

3.1.2 Klimatické zaťaženie – zaťaženie snehom

Administratívna budova je situovaná v Bratislave, nachádza sa v 2. snehovej oblasti. Zaťaženie snehom bolo vypočítané podľa normy STN EN 1991-1-3.

Charakteristické zaťaženie snehom na streche sa určí [kN/m²]:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (12)$$

$\mu_i = 0,8$ - tvarový súčiniteľ zaťaženia snehom pre sklon strechy od 0° po 30°

$C_e = 1,0$ - súčiniteľ expozície

$C_t = 1,0$ - teplotný súčiniteľ

s_k - charakteristické zaťaženie snehom na povrchu zeme [kN/m²]:

$$s_k = a + A/b \quad (13)$$

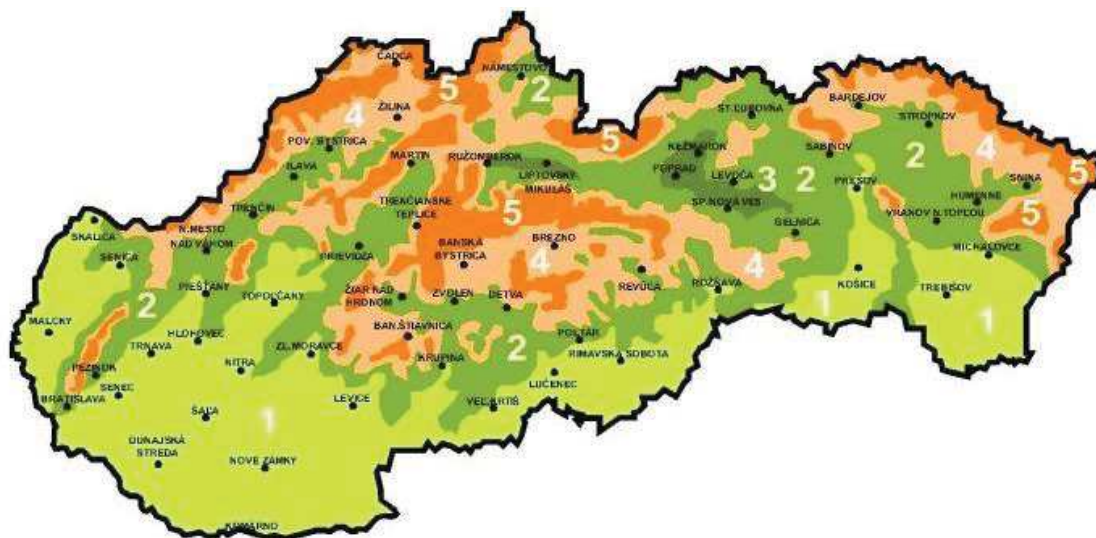
$A = 137,3$ - nadmorská výška staveniska

a, b - súčinitele z Tab. 3-7.

Zaťaženie snehom sa na konštrukcii neuvažuje nakoľko zaťaženie snehom je menšie ako premenné zaťaženie strechy. Podrobný výpočet zaťaženia snehom sa nachádza v *Prílohe č. 1*.

Tab. 3-7 Odporúčané hodnoty súčiniteľov a, b [2].

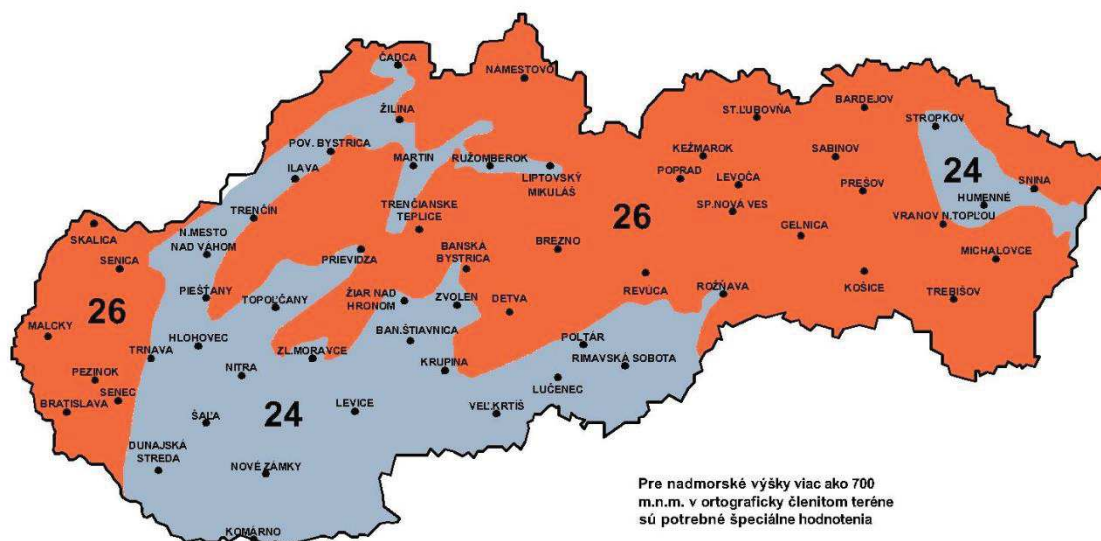
Zóna	1	2	3	4	5
a	0,454	0,425	0,454	0,716	0,934
b	970	505	970	430	315



Obr. 3.1 Mapa zón charakteristického zaťaženia snehom [2].

3.1.3 Klimatické zaťaženie – zaťaženie vetrom

V lokalite Bratislava je hodnota základnej rýchlosti vetra $v_{b0} = 26$ m/s. Pri statickej analýze je vodorovné zaťaženie uvažované ako zaťaženie vetrom, vypočítané podľa normy STN EN 1991-1-4. Zaťaženie vetrom bolo zadané na priestorový model ako líniové zaťaženie na stropné dosky.



Obr. 3.2 Mapa základných rýchlostí vetra [2]

Výpočet charakteristickej strednej rýchlosti vetra [m/s]:

$$V_{mh} = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{rh} \cdot C_o \cdot V_{b,o} \quad (14)$$

C_{dir} - súčiniteľ prevládajúceho smeru vetra

C_{season} - súčiniteľ vplyvu vetra

C_{rh} - súčiniteľ drsnosti terénu

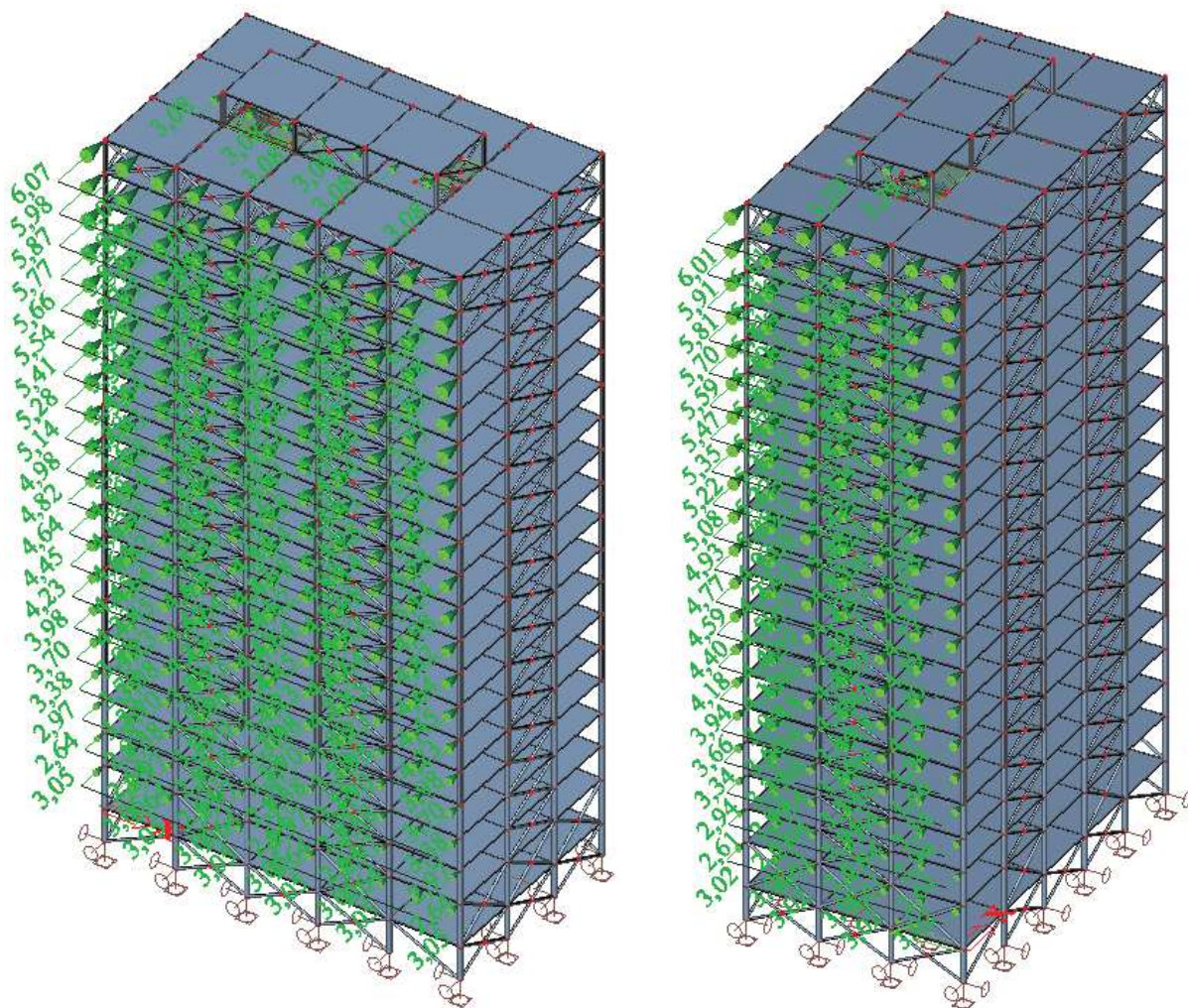
C_o - súčiniteľ ortografie

Základný tlak vetra v kN/m²

$$q_{b(z)} = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{m(z)}^2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{N}} \cdot \frac{1}{1000} \right) \quad (15)$$

Tab. 3-8 Vodorovné zaťaženie od vetra v smere X prepočítané na jednotlivé podlažia

Smer X	Výška podlažia od terénu	Zaťaž. šírka stropov	Zaťaž. výška stropov	Sila vetra na náveternej strane	Sila vetra na záveternej strane	Celková sila vetra v smere X	Sila vetra od trenia	Cel. sila od vetra a trenia	Líniové zaťaž. v smere X
	m	m	m	kN	kN	kN	kN	kN	kN/m
1	81,0	8,0	1,9	12,52	-9,55	22,07	4,24	26,31	3,29
2	77,2	25,0	3,8	77,09	-58,78	135,87	14,26	150,13	6,01
3	73,4	25,0	3,8	75,86	-57,84	133,70	14,03	147,73	5,91
4	69,6	25,0	3,8	74,56	-56,86	131,42	13,79	145,21	5,81
5	65,8	25,0	3,8	73,21	-55,82	129,03	13,54	142,57	5,70
6	62,0	25,0	3,8	71,79	-54,74	126,53	13,28	139,81	5,59
7	58,2	25,0	3,8	70,28	-53,59	123,87	13,00	136,87	5,47
8	54,4	25,0	3,8	68,7	-52,38	121,08	12,71	133,79	5,35
9	50,6	25,0	3,8	67,01	-51,09	118,10	12,39	130,49	5,22
10	46,8	25,0	3,8	65,2	-49,72	114,92	12,06	126,98	5,08
11	43,0	25,0	3,8	63,27	-48,24	111,51	11,7	123,21	4,93
12	39,2	25,0	3,8	61,18	-46,65	107,83	11,32	119,15	4,77
13	35,4	25,0	3,8	58,91	-44,92	103,83	10,9	114,73	4,59
14	31,6	25,0	3,8	56,43	-43,02	99,45	10,44	109,89	4,40
15	27,8	25,0	3,8	53,67	-40,92	94,59	9,93	104,52	4,18
16	24,0	25,0	3,8	50,56	-38,55	89,11	9,35	98,46	3,94
17	20,2	25,0	3,8	47,01	-35,85	82,86	8,7	91,56	3,66
18	16,4	25,0	3,8	42,84	-32,67	75,51	7,92	83,43	3,34
19	12,6	25,0	3,8	37,76	-28,79	66,55	6,98	73,53	2,94
20	8,8	25,0	3,8	33,48	-25,53	59,01	6,19	65,20	2,61
21	5,0	25,0	4,4	38,77	-29,56	68,33	7,17	75,50	3,02



Obr. 3.3 Výslednice vodorovného zaťaženia od vetra v smere „Y“ a „X“ na stropné dosky

Tab. 3-9 Vodorovné zaťaženie od vetra v smere Y prepočítané na jednotlivé podlažia

Smer Y	Výška podlažia od terénu	Zaťaž. šírka stropov	Zaťaž. výška stropov	Sila vetra na náveternej strane	Sila vetra na záveternej strane	Celková sila vetra v smere Y	Sila vetra od trenia	Celková sila od vetra a trenia	Líniové zať. v smere Y
	m	m	m	kN	kN	kN	kN	kN	kN/m
1	81,0	24,0	1,9	39,58	-30,18	69,76	4,24	74,00	3,08
2	77,2	41,0	3,8	133,19	-101,56	234,75	14,26	249,01	6,07
3	73,4	41,0	3,8	131,06	-99,93	230,99	14,03	245,02	5,98
4	69,6	41,0	3,8	128,83	-98,23	227,06	13,79	240,85	5,87
5	65,8	41,0	3,8	126,49	-96,45	222,94	13,54	236,48	5,77
6	62,0	41,0	3,8	124,03	-94,57	218,6	13,28	231,88	5,66
7	58,2	41,0	3,8	121,43	-92,59	214,02	13	227,02	5,54
8	54,4	41,0	3,8	118,69	-90,5	209,19	12,71	221,90	5,41
9	50,6	41,0	3,8	115,77	-88,27	204,04	12,39	216,43	5,28
10	46,8	41,0	3,8	112,65	-85,9	198,55	12,06	210,61	5,14
11	43,0	41,0	3,8	109,31	-83,35	192,66	11,7	204,36	4,98

12	39,2	41,0	3,8	105,71	-80,6	186,31	11,32	197,63	4,82
13	35,4	41,0	3,8	101,79	-77,61	179,4	10,9	190,30	4,64
14	31,6	41,0	3,8	97,49	-74,33	171,82	10,44	182,26	4,45
15	27,8	41,0	3,8	92,72	-70,7	163,42	9,93	173,35	4,23
16	24,0	41,0	3,8	87,36	-66,61	153,97	9,35	163,32	3,98
17	20,2	41,0	3,8	81,22	-61,93	143,15	8,7	151,85	3,70
18	16,4	41,0	3,8	74,02	-56,44	130,46	7,92	138,38	3,38
19	12,6	41,0	3,8	65,24	-49,74	114,98	6,98	121,96	2,97
20	8,8	41,0	3,8	57,85	-44,11	101,96	6,19	108,15	2,64
21	5,0	41,0	4,4	66,98	-51,08	118,06	7,17	125,23	3,05

Uvedené hodnoty účinkov vetra na administratívnu budovu boli zadané do 3D modelu ako líniové zaťaženie na hrane jednotlivých stropných dosiek v smeroch „X“ a „Y“. Podrobný výpočet zaťaženia vetrom je v *Prílohe č. 2*.

3.2 PREDBEŽNÝ NÁVRH ROZMEROV NOSNÝCH PRVKOV

Administratívna budova bude založená na základovej doske. Stropné dosky sú riešené ako spriahnuté plechobetónové dosky s požiarnou odolnosťou R 60 (hodnotu udávaná výrobcom pre konkrétnu hrúbku bez použitia ochranných prvkov). Hrúbka dosky je 110mm z betónu C25/30. Spriahnuté oceľobetónové stĺpy sú rozdelené do 5 kategórií podľa rozmerov a sú zhotovené z betónu C50/60. Zvislé stuženie objektu je zabezpečené kombináciou priehradového stuženia v tvare „X“ a obráteného „V“. Predbežné návrhy jednotlivých nosných prvkov sa postupne upravovali podľa modelu a určenia presného prenosu zaťaženia, vnútorných síl a deformácii.

Podrobné spracovanie predbežného návrhu rozmerov nosných prvkov vrátane výpočtov je v *Prílohe č. 3*.

4 STATICKÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA OBJEKTU

V programe SCIA Engineer 16.1 bol za účelom statickej a dynamickej analýzy vytvorený 3D model konštrukcie. Hlavnou funkciou nosných konštrukcií je zabezpečiť prenos všetkých zaťažení, ktorým je počas svojej životnosti vystavená. Rôzne zaťaženia, ktoré pôsobia na konštrukciu v jednom okamihu, zabezpečíme vytvorením kombinácií zaťažení. Pri vytváraní vhodných kombinácií je potrebné uvažovať s možnosťou súčasného výskytu jednotlivých zaťažení a porovnať pravdepodobnosť súčasného výskytu viacerých premenných maximálnych zaťažení.

4.1 STATICKÁ ANALÝZA KONŠTRUKCIE

4.1.1 Zaťažovacie stavy

Zaťaženie bolo do 3D modelu zadávané v charakteristických hodnotách. Pri vytváraní kombinácií sú charakteristické hodnoty prenasobené parciálnym súčiniteľom spoľahlivosti pre zaťaženie, ktoré generuje program SCIA Engineer 16.1 automaticky.

Zaťaženie bolo zadávané do programu v charakteristických hodnotách. Premenné zaťaženie bolo redukované po výške na základe vzťahu (6.2) z normy STN EN 1991-1-1 kap.6.3.1.2 (11) a bolo kombinované šachovnicovo po poliach (viď. kap. 0). Zaťažovacie stavy pre výpočet v priestorovom 3D modeli:

- LC1: Vlastná tiaž (vygenerovaná automaticky programom)
- LC2: Ostatné stály – typické podlažie
- LC3: Ostatné stály – strecha 1
- LC4: Ostatné stály – strecha 2
- LC5: Ostatné stály – obvodový plášť
- LC6: Premenné zaťaženie – typický podlažie; 1 až 4 (viď kap. 5.3.2)
- LC7: Premenné zaťaženie – vstupná hala
- LC8: Premenné zaťaženie – strecha
- LC9: Premenné zaťaženie – vietor v smere X
- LC10: Premenné zaťaženie – vietor v smere Y
- LC11: Imperfekcia – stály zaťaženie
- LC12: Imperfekcia – premenné zaťaženie

Výpočet zaťaženia pre zaťažovacie stavy LC11 a LC12 budú rozpísané nižšie.

4.1.2 Kombinácie zaťažovacích stavov

Počas svojej životnosti je stavebná konštrukcia vystavená rôznym zaťaženiam, ktoré sa v čase menia. Vytvorením kombinácií zaťažovacích stavov sa rieši súčasný výskyt rôznych zaťažení.

4.1.2.1 Kombinácie pre medzný stav únosnosti

Norma STN EN 1991-1-1 udáva pre trvalé a prechodné návrhové situácie uvedené tri kombinačné schémy pre medzné stavy únosnosti. V posúdení bol použitý „Súbor B“ (STR/GEO), ktorý slúži na overenie odolnosti nosných prvkov a konštrukcií. Kombinácie zaťažovacích stavov boli vytvorené programom automaticky, pre posúdenie medzného stavu únosnosti je v programe priamo možnosť výberu kombinačnej sady EN – MSÚ (STR/GEO) Sada B, ktoré program vytvára podľa normy STN EN 1991-1-1.

Kombinácia pre medzný stav únosnosti:

$$\sum \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \sum \gamma_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (16)$$

Vysvetlivky symbolov vo vzorci:

$G_{kj,sup}$	charakteristické stále zaťaženie, ktoré pôsobí nepriaznivo:
$\gamma_{Gj,sup}$	parciálny súčiniteľ spoľahlivosti pre stále zaťaženie, ktoré pôsobí nepriaznivo, odporúčaná hodnota 1,35
$G_{kj,inf}$	je charakteristické stále zaťaženie, ktoré pôsobí priaznivo:
$\gamma_{Gj,inf}$	parciálny súčiniteľ spoľahlivosti pre stále zaťaženie, ktoré pôsobí priaznivo, odporúčaná hodnota 1,0
Q_{k1}	charakteristická hodnota prevládajúceho premenného zaťaženia:
$\gamma_{Q,1}$	parciálny súčiniteľ spoľahlivosti pre prevládajúce premenné zaťaženie, odporúčaná hodnota 1,50:
Q_{ki}	charakteristická hodnota ostatných premenných zaťažení:

$\gamma_{Q,i}$	parciálny súčiniteľ spoľahlivosti pre premenné zaťaženie i, pre nepriaznivé účinky 1,50 pre priaznivé účinky 1,0
P_k	charakteristická hodnota účinku predpätia
γ_P	parciálny súčiniteľ spoľahlivosti predpätia
ψ_{0i}	redukčný súčiniteľ pre kombináciu, vid'

Tab. 4-1 Odporúčané hodnoty ψ pre budovy

Zaťaženie	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Úžitkové zaťaženie v budovách (EN1991-1-1)			
Kat. A: domácnosti a obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kat. B: úrady	0,7	0,5	0,3
Kat. C: zhromažďovacie priestory	0,7	0,7	0,6
Kat. D: nákupne plochy	0,7	0,7	0,6
Kat. E: skladovacie priestory	1,0	0,9	0,8
Kat. F: dopravné plochy, autá s tiažou ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kat. H: strechy	0,0	0,0	0,0
Zaťaženie budov snehom (EN 1991-1-3)			
Oblasť s nadmorskou výškou $H \leq 1000$ m.n.m.	0,5	0,2	0,0
Zaťaženie budov vetrom (EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0,0
Teplotne zaťaženie budov, okrem požiaru (EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0,0

Po zadaní zaťažovacích stavov program SCIA Engineer 16.1 vygeneroval obálky kombinácií pre posúdenie na MSÚ. Kombinácie boli rozložené na obálky podľa vzťahov 6.10a & vzťahov 6.10b. Program vytvoril 25 obálok kombinácií, z ktorých je zrejmé aké zaťažovacie stavy vstupujú do konštrukcie a s akým kombinačným súčiniteľom.

Názov	Typ	Zaťažovacie stavy	Súč. [-]
<i>*Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia*</i>			
MSU10	Obálka - únosnosť	LC1 - Vlastná hmotnosť	1,15
		LC2 - Ostatné stale - typické podlažie	1,15
		LC3 - Ostatné stale - strecha 1	1,15
		LC4 - Ostatné stale - strecha 2	1,15
		LC5 - Ostatné stale - obvodový plášť	1,15
		LC6 - Premenné zaťaženie - typické podlažie	1,05
		LC7 - Premenné zaťaženie - vstupná hala	1,05
		LC9 - Premenné zaťaženie - vietor v smere X	1,50
		LC10 - Premenné zaťaženie - vietor v smere Y	1,50
		LC11 - Imperfekcia stale	1,15
		LC12 - Imperfekcia premenne	1,05

Obr. 4.1 Obálka kombinácie s dominantným premenným zaťažením – vietor X a Y

4.1.2.2 Kombinácie pre medzný stav používateľnosti

Spôľahlivosť konštrukcie, požadovaná pri medzných stavov únosnosti, je v prípade medzných stavov používateľnosti nižšia. Preto majú parciálne súčinitele spoľahlivosti hodnotu 1.0.

Charakteristická kombinácia:

$$\sum G_{kj,sup} + \sum G_{kj,inf} + P_k + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{k,i} \quad (17)$$

Častá kombinácia:

$$\sum G_{kj,sup} + \sum G_{kj,inf} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{k,i} \quad (18)$$

Kvázi stála kombinácia:

$$\sum G_{kj,sup} + \sum G_{kj,inf} + P_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{k,i} \quad (19)$$

Kombinačný súčiniteľ a vysvetlivky ostatných značiek sú uvedené v kap. 4.1.2.1.

Názov	Typ	Zaťažovacie stavy	Súč. [-]
<i>*Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia*</i>			
MSP6	Obálka - použiteľnosť	LC1 - Vlastná hmotnosť	1,00
		LC2 - Ostatné stave - typické podlažie	1,00
		LC3 - Ostatné stave - strecha 1	1,00
		LC4 - Ostatné stave - strecha 2	1,00
		LC5 - Ostatné stave - obvodový plášť	1,00
		LC6 - Premenné zaťaženie - typické podlažie	0,70
		LC7 - Premenné zaťaženie - vstupná hala	0,70
		LC9 - Premenné zaťaženie - vietor v smere X	1,00
		LC10 - Premenné zaťaženie - vietor v smere Y	1,00
		LC11 - Imperfekcia_stave	1,00
		LC12 - Imperfekcia_premenne	0,70

Obr. 4.2 Vzorová obálka pre medzný stav používateľnosti s dominantným vetrom

Obálky kombinácií zaťažení boli vygenerované v programe SCIA Engineer 16.1 na posúdenie medzného stavu používateľnosti. Program vygeneroval 7 kombinačných obálok s tým, že na Obr. 4.2 je zobrazená rozhodujúca obálka pre návrh podľa MSP.

4.2 STABILITA KONŠTRUKCIE – IMPERFEKCIE

O tom, či a kedy je potrebné použiť analýzu pomocou teórie 2. rádu pre nevystužené prútové konštrukcie (rámy) pružnostnou analýzou, rozhoduje vo všeobecnosti významnosť vplyvu pretvorenia konštrukcie na vnútorné sily, ktorá je vyjadrená pomocou faktora

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 10 \quad (20)$$

Ak je podmienka splnená nie je nutné vykonávať analýzu pomocou teórie 2. rádu. Vyššie uvedená podmienka zabezpečuje, aby návrhové zaťaženie konštrukcie F_{Ed} bolo rádovo menšie v porovnaní s kritickým zaťažením pri globálnej strate stability. [4]

Pri rovinných prútových konštrukciách budov tvorených nosníkmi a stĺpmi je prípustné posúdiť možnosť porušenia naklonením stĺpov pomocou analýzy prvého rádu vtedy, ak je kritérium (20) splnené pre každé podlažie. V takýchto konštrukciách sa môže vypočítať α_{cr} použitím nasledujúceho približného vzorca za predpokladu, že tlakové osovú sily v nosníkoch nie sú významné.

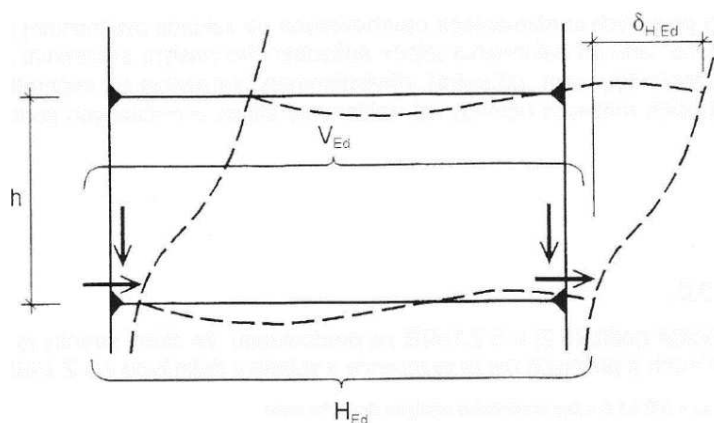
$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{h}{\Delta_{h,Ed}} \quad (21)$$

H_{Ed} Návrhová hodnota vodorovnej reakcie, v dolnej časti podlažia.

V_{Ed} Celkové návrhové zvislé zaťaženie konštrukcie v dolnej časti podlažia

h výška podlažia

$\Delta_{h,Ed}$ Relatívne vodorovné posunutie v hornej časti podlažia vztiahnuté k dolnej časti podlažia napríklad pri zaťažení vetrom.



Obr. 4.3 Parametre pre výpočet faktora α_{cr}

Z Tab. 4-2 je zrejmé, že konštrukcia budovy v smere X je tuhá a nie je potrebná analýza konštrukcie pomocou teórie 2. rádu. V smere Y je konštrukcia mäkkšia čo je aj spôsobené väčšou plochou na ktorú vietor pôsobí. Preto sú spodné stĺpy posúdené pomocou teórie 2. rádu v ručnom ale aj výpočtovom 3D modeli. Celkové návrhové zaťaženie podlažia sa postupne sčítava.

Tab. 4-2 Stabilitná analýza stĺpov podlaží

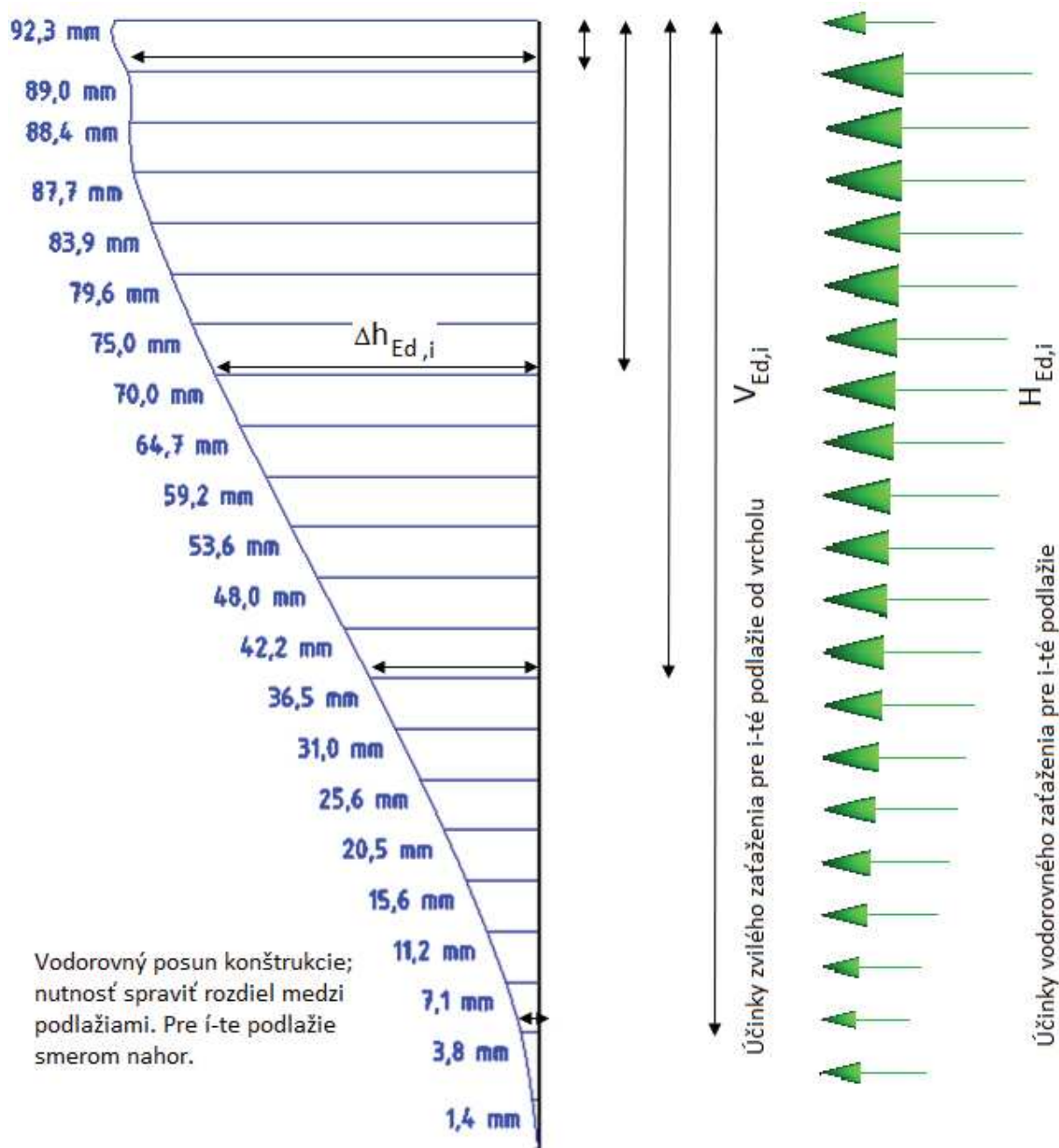
Výslednica vodorovných účinkov		Delta vodorovného posunu		α_{cr}	
smer x	smer y	smer x	smer y	smer x	smer y
27,3	75,0	0,4	3,4	381,5	123,3
241,2	146,8	0,5	0,7	1347,9	585,8
237,4	144,4	2,2	0,8	201,0	336,3
233,3	142,0	2,9	3,9	112,4	50,9
229,1	139,4	3,5	4,3	73,2	36,2
224,7	136,7	3,7	4,8	56,6	26,5
220,0	133,9	4,2	5,2	41,8	20,6
215,1	130,9	4,6	5,6	32,7	16,3
209,8	127,7	4,8	5,9	27,1	13,4
204,2	124,3	5	5,9	22,8	11,8
198,1	120,6	5,2	6	19,4	10,2
191,6	116,7	5,2	6,1	17,2	8,9
184,6	112,4	5,2	6	15,3	8,1
176,8	107,7	4,8	5,8	14,7	7,4
168,2	102,5	4,6	5,7	13,6	6,7
158,5	96,6	4,5	5,4	12,3	6,2
147,5	89,9	4,1	5	11,8	5,9
134,5	82,0	3,9	4,7	10,7	5,4
118,6	72,4	3,5	4,2	10,0	5,1
105,3	64,3	1,2	3,2	24,5	5,6
121,8	74,3	0,1	0,2	324,1	98,9

Celkové návrhové zaťaženie na podlažie

680

kN

Pre názornosť výpočtu α_{cr} pre i-té podlažie, podľa ktorého sa rozhodujeme, či počítať alebo nepočítať teóriou druhého rádu bol zostrojený Obr. 4.4, ktorý vystihuje postup výpočtu z Tab. 4-2 a taktiež samotný vzťah z normy.

Obr. 4.4 Výpočet α_{cr} pre i-té podlažie

4.2.1 Imperfekcie v konštrukciách budov

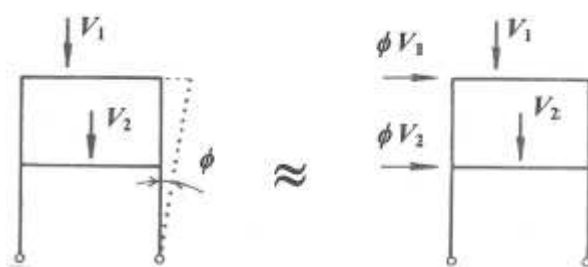
V modernej analýze konštrukcie sa zahrňujú vplyvy všetkých nevyhnutných imperfekcií, aby sa tak vystihlo skutočne pôsobenie konštrukcie. Imperfekcie môžu byť v tvare prútového pootočenía, ktoré súvisia s pretvorením ako celku, a v tvare začiatočného zakrivenia prúta. V globálnej analýze teóriu 1. rádu, ak je splnená podmienka $\alpha_{cr} \geq 10$ je možné globálne alebo prútové imperfekcie zanedbať. Z Tab. 4-2 je zrejmé, že nie je možné zanedbať účinky 2. rádu a imperfekcie. Pre spriahnuté oceľovo-betónové konštrukcie budov sa uvažuje

s globálnymi imperfekciami platnými pre oceľové konštrukcie (EN 1993-1-1). Globálnymi imperfekciami sa zohľadňuje strata stability vybočením v rovine a z roviny. Zohľadniť globálne imperfekcie znamená uvážiť pretvorenú nosnú konštrukciu zavedením počiatočného prúťového pootočeného alebo náhradnými ekvivalentnými vodorovnými silami.

Globálne prúťové pootočenie sa vypočíta podľa vzťahu:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (22)$$

Kde jednotlivé súčinitele zohľadňujú výšku konštrukcie, počet stĺpov a základné pootočenie. Celý výpočet globálneho pootočenia je v EN 1993-1-1. Pre našu konštrukciu sú vypočítané pootočenia a do výpočtu sú zavedené ekvivalentnými vodorovnými silami $\phi \cdot F_i$, pôsobiacimi v úrovni podlažia. Ekvivalentné vodorovné sily sú počítané zo zvislých zaťažení. Výpočet imperfekcií je v Tab. 4-3 a v Tab. 4-4 sú zobrazené ekvivalentné vodorovné sily na jednotlivé stropné konštrukcie.



Obr. 4.5 Imperfekcie sústavy: Náhradné vodorovné sily

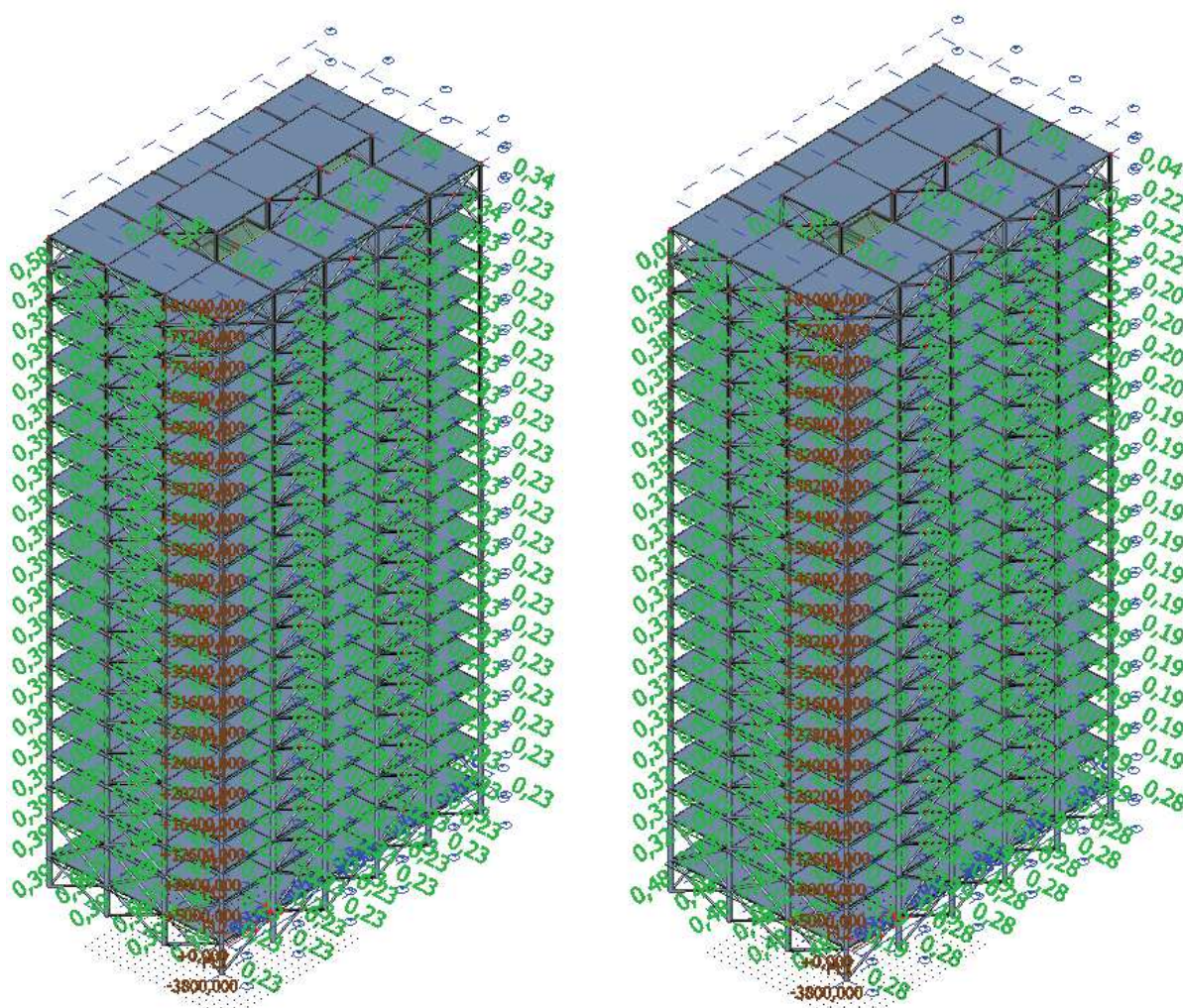
Tab. 4-3 Výpočet pootočenia sústavy

Výška konštrukcie [m]:	81	$\alpha_h =$	0,222	→	$2/3 \leq \alpha_h \leq 1$	0,667
Počet stĺpov v rade; smer X:	4	$\alpha_m =$	0,791			
Počet stĺpov v rade; smer Y:	6	$\alpha_m =$	0,764			
		$\Phi =$				
Základná imperfekcia:	1/200=		0,005			
Celkový súčiniteľ imperfekcie v smere X:			2,64E-03			
Celkový súčiniteľ imperfekcie v smere Y:			2,55E-03			

Tab. 4-4 Ekvivalentné vodorovné sily nahrádzajúce globálne imperfekcie sústavy

Strop podlažia		Stále zaťaženie			Premenné zaťaženie			
		g_k	$g_k \cdot \phi_x$	$g_k \cdot \phi_y$	q_k	α_A	$q_k \cdot \phi_x$	$q_k \cdot \phi_y$
		kN/m ²	kN/m	kN/m	kN/m ²	-	kN/m	kN/m
Strecha 2	21	4,1	0,09	0,08	0,75	0,85	0,01	0,01
Strecha 1	20	5,5	0,58	0,34	0,75	0,85	0,07	0,04
NP	19	3,7	0,39	0,23	4,20	0,85	0,38	0,22
	18	3,7	0,39	0,23	4,20	0,85	0,38	0,22
	17	3,7	0,39	0,23	4,20	0,85	0,38	0,22
	16	3,7	0,39	0,23	4,20	0,78	0,35	0,20

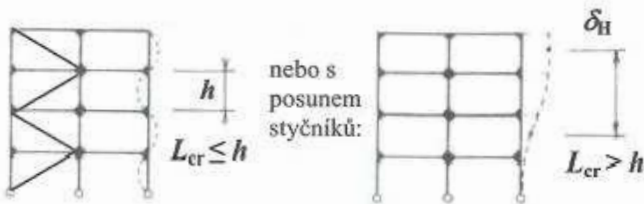
	15	3,7	0,39	0,23	4,20	0,78	0,35	0,20
	14	3,7	0,39	0,23	4,20	0,78	0,35	0,20
	13	3,7	0,39	0,23	4,20	0,78	0,35	0,20
	12	3,7	0,39	0,23	4,20	0,75	0,33	0,19
	11	3,7	0,39	0,23	4,20	0,75	0,33	0,19
	10	3,7	0,39	0,23	4,20	0,75	0,33	0,19
	9	3,7	0,39	0,23	4,20	0,75	0,33	0,19
	8	3,7	0,39	0,23	4,20	0,74	0,33	0,19
	7	3,7	0,39	0,23	4,20	0,74	0,33	0,19
	6	3,7	0,39	0,23	4,20	0,74	0,33	0,19
	5	3,7	0,39	0,23	4,20	0,74	0,33	0,19
	4	3,7	0,39	0,23	4,20	0,73	0,32	0,19
	3	3,7	0,39	0,23	4,20	0,73	0,32	0,19
	2	3,7	0,39	0,23	4,20	0,73	0,32	0,19
NP	1	3,7	0,39	0,23	4,20	0,73	0,32	0,19
Vstup	-1	3,7	0,39	0,23	6,20	0,73	0,48	0,28



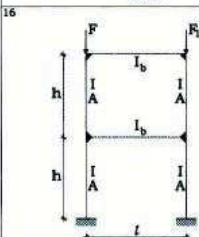
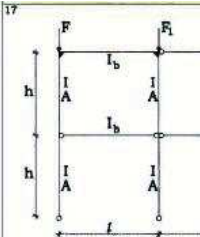
Obr. 4.6 Zadanie imperfekcie do 3D modelu konštrukcie – stále a premenné zaťaženie

4.2.2 Vzperné dĺžky stĺpov v rámoch

Vzperné dĺžky stĺpov vo vystužených rámoch (tzn. stuženie je priehradové, nie rámové) sa uvažujú vo výške podlažia aj pre teóriu 2. rádu. Pre rámy s rámovými rohmi sa vzperné dĺžky počítajú na základe tuhostí prievlaku, stĺpu a uloženia na základe tabuľky v norme. Pre ukážku je uvedený obrázok Obr. 4.8 z ktorého vyplýva výpočet vzperných dĺžok pre nevystuženú rámovú konštrukciu.

Konstrukce řešené podle teorie 1. řádu	Konstrukce řešené podle teorie 2. řádu
$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$ <p>→ prvky, pro něž platí: $N_{cr}/(\gamma_M N_{Ed}) \geq 25$ lze posoudit na prostý tlak. Posouzení na systémové vzperné délky je konzervativní.</p>	$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} < 10$  <p>nebo s posunem styčníků:</p>

Obr. 4.7 Stabilitné riešenie konštrukcií [17]

Rám	β	Poznámka
	$\beta_1 \sqrt{\frac{1+12,5\alpha+0,89(1-\alpha)\kappa}{-0,003(1-\alpha)\kappa^3}}$	$\alpha = \frac{4I}{L^2 A}$ plati pre $\alpha \leq 0,2$ $\kappa \leq 10$
	$4\beta_1 \sqrt{1+0,486\mu} \cdot \sqrt{1+0,8\kappa}$	-

Obr. 4.8 Vzperné dĺžky v prútových sústavách [19]

4.3 DYNAMICKÁ ANALÝZA KONŠTRUKCIE

4.3.1 Vlastné tvary kmitania konštrukcie

Pre výpočet vnútorných síl (napríklad pri účinkoch seizmicity) a splnenie normou požadovanej podmienky, je potrebné rozkmitanie minimálne 90% hmoty konštrukcie. Pre splnenie podmienky bolo vypočítaných prvých 10 vlastných tvarov konštrukcie kde podmienka 90% kmitajúcej hmoty bola splnená. Kmitajúce hmoty boli vytvorené zo stáleho zvislého zaťaženia pôsobiaceho na konštrukcii. Hmotám bolo dovolené kmitať vo vodorovných smeroch a zvislá zložka bola zakázaná nakoľko dynamické vlastnosti spriahnutých stropných

konštrukcii vzhľadom k veľkej tuhosti spravidla spĺňajú požiadavky normy STN EN 1990 a štandardne sa preto vlastné frekvencie spriahnutých nosníkov nezisťujú. A tým pádom sa nezaťažoval výpočet vlastných tvarov konštrukcie. Výpočet vlastných tvarov konštrukcie bol prevedený v programe SCIA Engineer 16.1 s využitím metódy IRS určenej k výpočtom viacpodlažných objektov. Odstavenie kmitania hmoty v zvislom smere, na posudzovanej konštrukcii nemá vplyv na celkové výsledky modálnej analýzy.

Pretože frekvencie sú určitým spôsobom prepojené s priehybom, je možné dodržaním kritéria dovoleného priehybu zaistiť aj to, že vlastné frekvencie budú v prijateľných medziach (nad 3 Hz bežné stropy, nad 5 Hz pre telocvične).

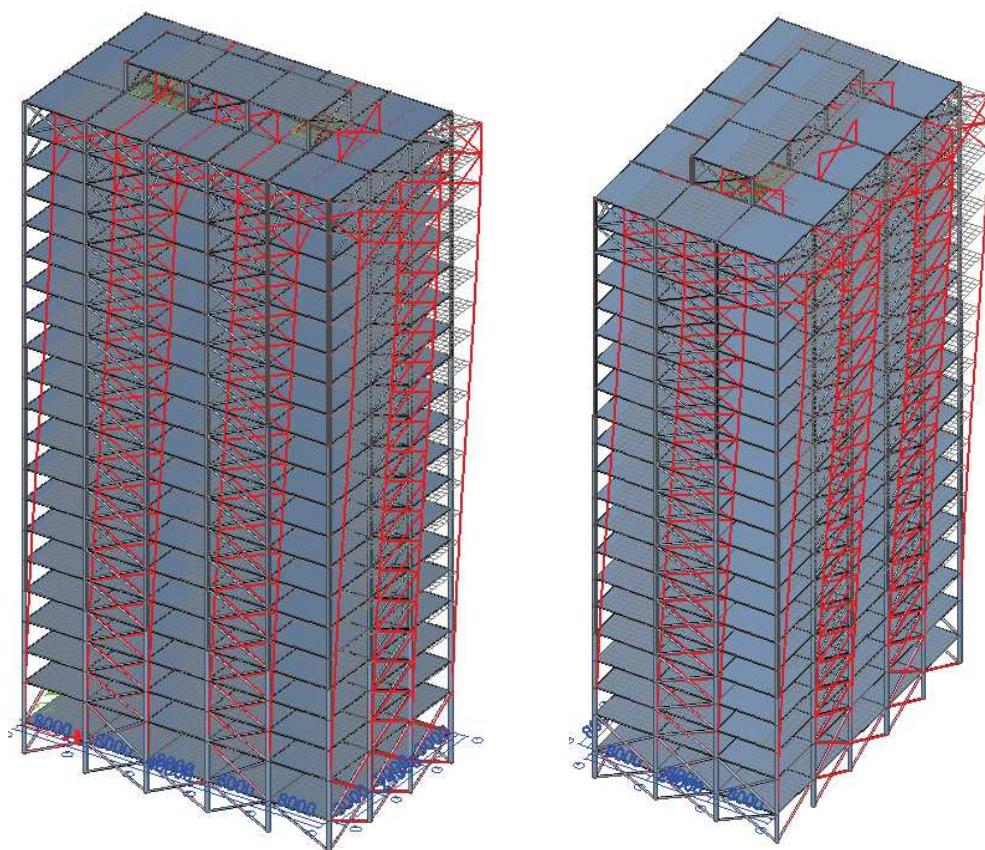
Súčet priehybu od stáleho a premenného zaťaženia pri bežných stropných konštrukciách nemôže byť väčší ako 28mm. [18]

$$\delta_1 + \delta_2 \leq 28mm \quad (23)$$

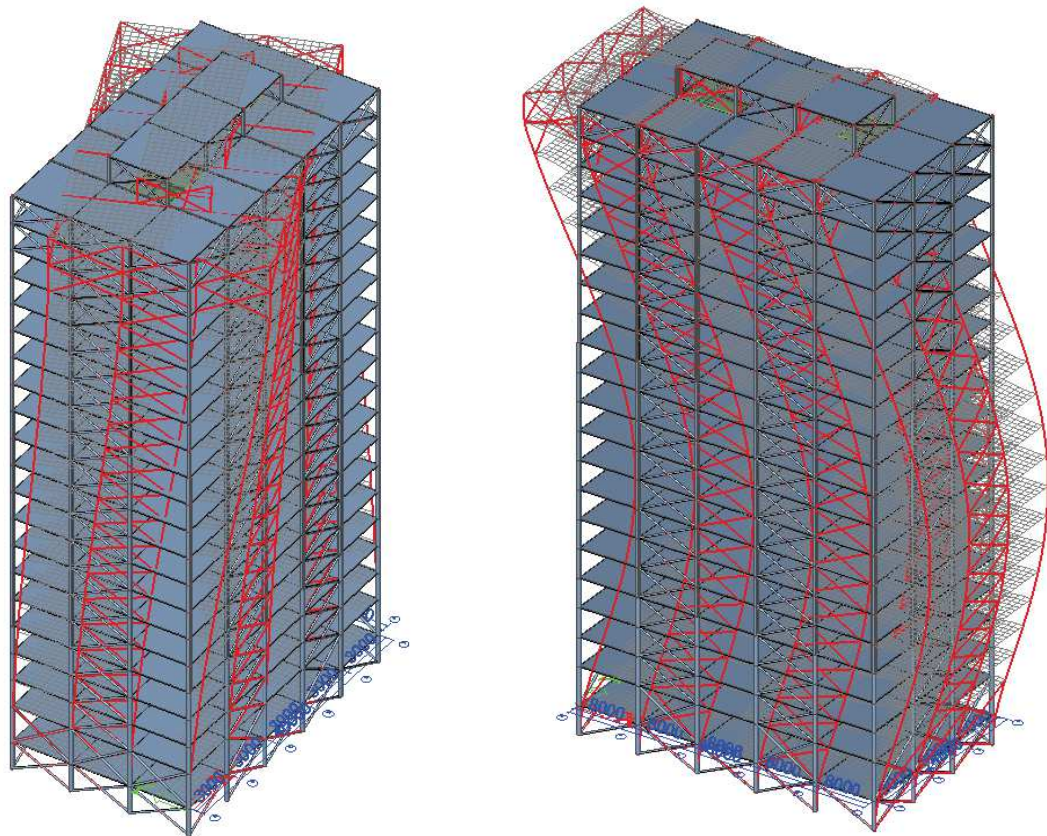
V Tab. 4-5 je zobrazených prvých desať vlastných tvarov konštrukcie, a prvých 6 je zobrazených aj graficky.

Tab. 4-5 Frekvencie prvých 10 vlastných tvarov konštrukcie

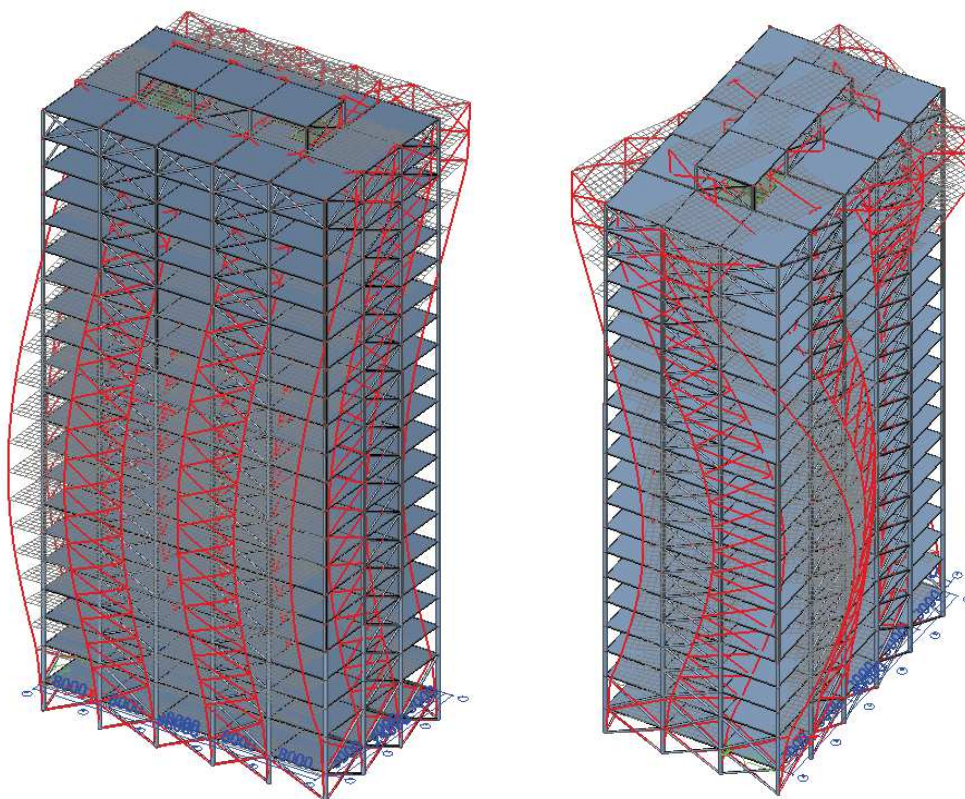
N	f [Hz]	omega [1/s]	omega ² [1/s ²]	T [s]
Kombinácia hmôt : Vlastné frekvencie				
1	0,28	1,79	3,19	3,52
2	0,33	2,09	4,38	3,00
3	0,43	2,67	7,15	2,35
4	1,07	6,75	45,50	0,93
5	1,22	7,67	58,80	0,82
6	1,62	10,15	103,04	0,62
7	2,02	12,70	161,17	0,49
8	2,29	14,41	207,77	0,44
9	2,56	16,10	259,29	0,39
10	2,70	16,98	288,23	0,37



Obr. 4.9 Prvý vlastný tvar pre smer „X“ - 0,28Hz; „Y“ - 0,33Hz



Obr. 4.10 Prvý vlastný tvar pootočenie „ φ “ - 0,43; druhý vlastný tvar pre smer „X“ - 1,07Hz



Obr. 4.11 Druhý vlastný tvar pre smer „Y“ - 1,22Hz; druhý vlastný tvar pre pootočenie „ φ “ - 1,62Hz

Ostatné vlastné tvary nie je potrebné zobrazovať graficky.

4.4 KONTROLA HORIZONTÁLNYCH DEFORMÁCIÍ

4.4.1 Horizontálne deformácie od zaťaženia vetrom

Účinky vodorovných zaťažení od vetra v smere „X“ a v smere „Y“ spôsobujú deformáciu konštrukcie. Pre posúdenie zaťaženia vetrom boli použité zásady z STN EN 1991-1-4. Vodorovné výchylky nesmú prekročiť limitne hodnoty, pričom sa sledujú dve kritéria: vodorovný posun v úrovni najvyššieho podlažia a vzájomný posun dvoch stropov.

Maximálna výchylka v najvyššom podlaží pre stavby bez výstužných stien podľa STN EN 1993-1-1 sa vypočíta:

$$\Delta H_{max} \leq \frac{h_0}{500} = \frac{81000}{500} = 162mm \quad (24)$$

Limitná hodnota maximálneho vzájomného posunu dvoch stropov nad sebou sa vypočíta podľa podmienky:

$$\Delta H_{max,j} \leq \frac{h}{300} = \frac{3800}{300} = 12,7mm \quad (25)$$

h_0 výška najvyššieho stropu nad základom

h výška podlažia

ΔH maximálny vodorovný posun budovy/ podlažia

Tab. 4-6 Maximálna hodnota výchylky v úrovni najvyššieho podlažia

Smer "X"			Smer "X"		
ΔH [mm]	ΔH_{max} [mm]	Posúdenie [-]	ΔH [mm]	ΔH_{max} [mm]	Posúdenie [-]
78,8	162	49%	96,1	162	59%

Tab. 4-7 Posúdenie vzájomného posunu stropov od zaťaženia vetrom v smere "X"

Podlažie	Výška podlažia	Posun podlažia	Vzájomný posun podlaží	Limitný vzájomný posun podlaží	Posúdenie
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
21. NP	3800	78,8	-0,5	12,7	Vyhovuje 4%
20. NP	3800	79,3	0,4	12,7	Vyhovuje 3%
19. NP	3800	78,9	2,3	12,7	Vyhovuje 18%
18. NP	3800	76,6	2,9	12,7	Vyhovuje 23%
17. NP	3800	73,7	3,5	12,7	Vyhovuje 28%
16. NP	3800	70,2	3,7	12,7	Vyhovuje 29%
15. NP	3800	66,5	4,2	12,7	Vyhovuje 33%
14. NP	3800	62,3	4,6	12,7	Vyhovuje 36%
13. NP	3800	57,7	4,8	12,7	Vyhovuje 38%
12. NP	3800	52,9	5	12,7	Vyhovuje 39%
11. NP	3800	47,9	5,2	12,7	Vyhovuje 41%
10. NP	3800	42,7	5,2	12,7	Vyhovuje 41%
9. NP	3800	37,5	5,2	12,7	Vyhovuje 41%
8. NP	3800	32,3	4,8	12,7	Vyhovuje 38%
7. NP	3800	27,5	4,6	12,7	Vyhovuje 36%
6. NP	3800	22,9	4,5	12,7	Vyhovuje 36%
5. NP	3800	18,4	4,1	12,7	Vyhovuje 32%
4. NP	3800	14,3	3,9	12,7	Vyhovuje 31%
3. NP	3800	10,4	3,5	12,7	Vyhovuje 28%
2. NP	3800	6,9	3,1	12,7	Vyhovuje 24%
1. NP	5000	3,8	2,9	16,7	Vyhovuje 17%
1.PP	3800	0,9	0,9	12,7	Vyhovuje 7%

Tab. 4-8 Posúdenie vzájomného posunu stropov od zaťaženia vetrom v smere "Y"

Podlažie	Výška podlažia	Posun podlažia	Vzájomný posun podlaží	Limitný vzájomný posun podlaží	Posúdenie	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]	
21. NP	3800	96,1	2,8	12,7	Vyhovuje	22%
20. NP	3800	93,3	0,7	12,7	Vyhovuje	6%
19. NP	3800	92,6	0,8	12,7	Vyhovuje	6%
18. NP	3800	91,8	3,9	12,7	Vyhovuje	31%
17. NP	3800	87,9	4,3	12,7	Vyhovuje	34%
16. NP	3800	83,6	4,8	12,7	Vyhovuje	38%
15. NP	3800	78,8	5,2	12,7	Vyhovuje	41%
14. NP	3800	73,6	5,6	12,7	Vyhovuje	44%
13. NP	3800	68	5,9	12,7	Vyhovuje	47%
12. NP	3800	62,1	5,9	12,7	Vyhovuje	47%
11. NP	3800	56,2	6	12,7	Vyhovuje	47%
10. NP	3800	50,2	6,1	12,7	Vyhovuje	48%
9. NP	3800	44,1	6	12,7	Vyhovuje	47%
8. NP	3800	38,1	5,8	12,7	Vyhovuje	46%
7. NP	3800	32,3	5,7	12,7	Vyhovuje	45%
6. NP	3800	26,6	5,4	12,7	Vyhovuje	43%
5. NP	3800	21,2	5	12,7	Vyhovuje	39%
4. NP	3800	16,2	4,7	12,7	Vyhovuje	37%
3. NP	3800	11,5	4,2	12,7	Vyhovuje	33%
2. NP	3800	7,3	3,4	12,7	Vyhovuje	27%
1. NP	5000	3,9	2,5	16,7	Vyhovuje	15%
1. PP	3800	1,4	1,4	12,7	Vyhovuje	11%

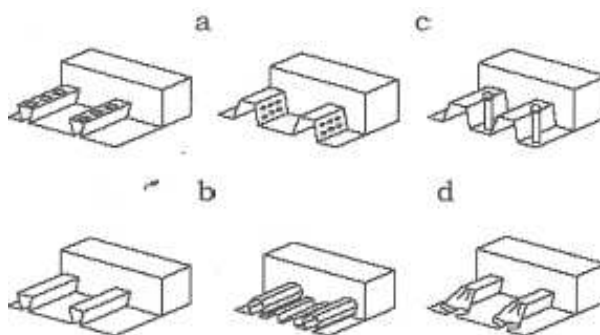
5 NÁVRH ROZHODUJÚCICH NOSNÝCH KONŠTRUKCIÍ

5.1 SPRIAHNUTÁ PLECHOBETÓNOVÁ DOSKA

Plechobetónové dosky sú nosné v jednom smere a to v smere rebier profilovaného plechu, plech musí byť schopný preniesť vodorovný šmyk na rozhraní medzi plechom a betónom. Spriahnutie musí byť zabezpečené jednou alebo niekoľkými z týchto možností:

- Mechanické zabezpečenie súdržnosti, úpravami v samotnom plechu (jamky, výstupky),
- Spojenie trením tzv. samozvieracím plechom,
- Koncové kotvenie privarenými trňmi alebo iným typom lokálneho spojenia medzi betónom a oceľovým plechom, v kombinácii s niektorou z predchádzajúcich úprav,
- Kotvenie zdeformovaním rebier na konci plechu, len v kombinácii so spojením pomocou trenia pri profiloch plechov samozvieracieho tvaru.

Pri spriahnutej plechobetónovej doske musí byť celková hrúbka dosky $h \geq 90\text{mm}$ a $h_c \geq 50\text{mm}$ v ostatných prípadoch $h \geq 80\text{mm}$ a $h_c \geq 40\text{mm}$. Betonárska výstuž v pozdĺžnom aj priečnom smere sa ukladá v betónovej doske o výške h_c . Množstvo výstuže v oboch smeroch nemá byť menšie ako $80\text{mm}^2/\text{m}$ a maximálne vzdialenosti medzi prútnami betonárskej



Obr. 5.1 Typické spôsoby šmykových spojení v spriahnutých plechobetónových doskách [19]

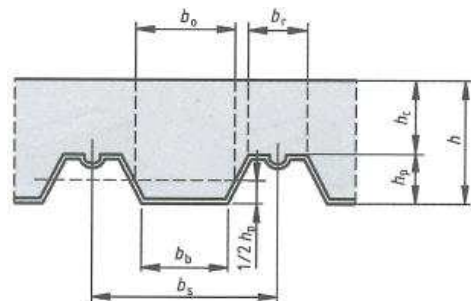
výstuže sú $\min(2h; 350\text{mm})$. Pri spriahnutých plechobetónových doskách je zaužívaný pojem „Riadený vznik trhlín“ kde sa pri spojitých doskách nenavrhujú výstuže na záporný moment, ale navrhuje sa len minimálna výstuž s požiadavkou na šírku trhliny.

Pri navrhovaní sa musia uvažovať všetky príslušné návrhové situácie a medzné stavy tak, aby zaistili zodpovedajúci stupeň spoľahlivosti a použiteľnosti. Musia sa uvažovať minimálne tieto návrhové situácie:

- Plech ako debnenie: zaťaženie pri betonáži, mokrý betón, rybníkový efekt, dočasné (provizórne) podpery¹
- Plechobetónová spriahnutá doska: preberá v MSÚ a MSP celé zaťaženie. [19]

Rozmer kameniva v betóne na spriahnutých plechobetónových doskách nesmie presiahnuť najmenšiu z nasledujúcich rozmerov:

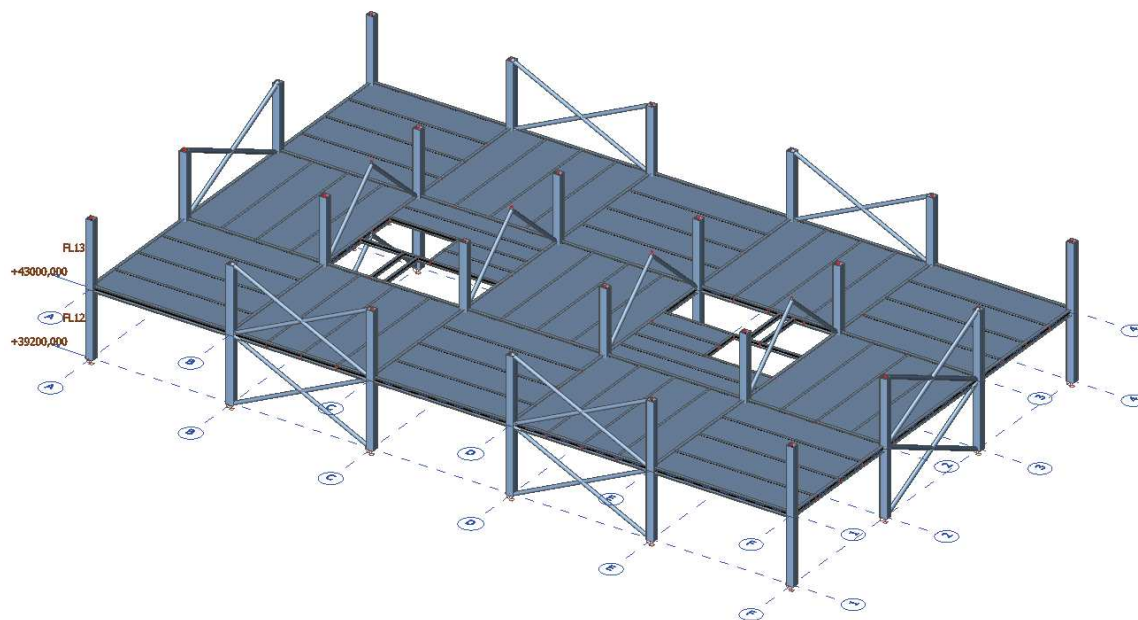
- $0,40 h_c$
- $b_0/3$; b_0 je stredná hodnota šírky rebra
- 31,5 mm



Obr. 5.2 Rozmery plechobetónovej dosky

5.1.1 Návrh stropnej dosky v typickom podlaží 13.NP

Stropná doska v typickom podlaží je navrhnutá ako monolitická, plechobetónová doska, uložená na stropniciach a prievlakoch. Pre statický návrh stropnej konštrukcie bol vo výpočtovom programe SCIA Engineer 16.1 vymodelovaný samostatný podrobný model. Cez stropnú konštrukciu prechádzajú dve jadrá, v ktorých sa nachádza schodisková konštrukcia, výťahy a prestupy na TZB.



Obr. 5.3 Priestorový model plechobetónovej dosky v typickom podlaží

¹ V prípade použitia dočasných podpier sa nedovoľuje plastická redistribúcia momentov. Dovoľuje sa navrhnuť spojitú plechobetónovú dosku ako sústavu jednoduchých dosiek. Návrh profilovaného plechu ako debnenia je v zhode z STN EN 1993-1-1.

Model pozostáva zo spriahnutej dosky a zo zvislých a vodorovných prútových prvkov ktoré ju podopierajú. Rozmery prvkov boli prevzaté z predbežného návrhu rozmerov nosných prvkov v *Prílohe č. 3*. Spriahnutá plechobetónová doska je posudzovaná v montážnom aj prevádzkovom štádiu. V modeli sú zadané parametre profilovaného oceľového plechu *Cofraplus 60*, jeho orientácia a smer uloženia. Okrajové podmienky boli zadané na stĺpy ako uzlové podpory na prútoch. Stĺp je uvažovaný ako votknutý (priebežný stĺp cez dve podlažia, montážny spoj je momentový). Konštrukcia dosky je uložená a spolupôsobí so spriahnutými stropnicami a prievlakmi klbovo pripojenými k stĺpom.

Pôsobenie plechobetónovej dosky je len v poli ohraničujúcom po obvode prievlakom, veľkosť každého poľa je 8x8m. Doska v tomto poli pôsobí ako spojitý nosník o štyroch poliach s rozpätím poľa 2 m bez nutnosti montážnych podpôr počas výstavby. Orientácia trapézového plechu vzhľadom na susedné polia je vždy otočená o 90°, tým pádom sa dosky navzájom neovplyvňujú a sú na sebe nezávislé. Týmto riešením vieme docieľiť to, že v rámci objektu môže byť určité pole vynechané a tým pádom vznikne priestor cez dve a viac podlaží. Toto riešenie robí zo stavby skladačku, ktorá môže byť v každom podlaží iná, podmienkou je zachovanie prievlakov.

5.1.2 Zaťaženie pôsobiace na stropnú dosku

Vlastnú tiaž program generuje automaticky, na základe vytvoreného 3D modelu podlažia. Model zohľadňuje čiastočne fázy výstavby, a to tak, že rozdeľuje pôsobenie oceľovej časti s tiažou mokrého betónu a pôsobenie oceľovej časti so zatvrdnutým betónom so spolupôsobením. Model je zaťažený premenným zaťažením počas výstavby podľa STN EN 1991-1-6, kde sa uvažuje s možným hromadením betónu, taktiež sa overuje tzv. „rybníkový efekt“. Ďalšie zaťaženia pôsobia už na spriahnutú plechobetónovú dosku a sú zadávané v charakteristických hodnotách. Premenné zaťaženie nie je redukované po výške ako v priestore 3D modeli². Keďže dosky v jednotlivých poliach nespôsobia nie je nutné šachovnicové vystriedanie premenného zaťaženia v rámci polí, v poli je premenné zaťaženie vystriedané podľa Obr. 5.4 alebo Obr. 5.5.

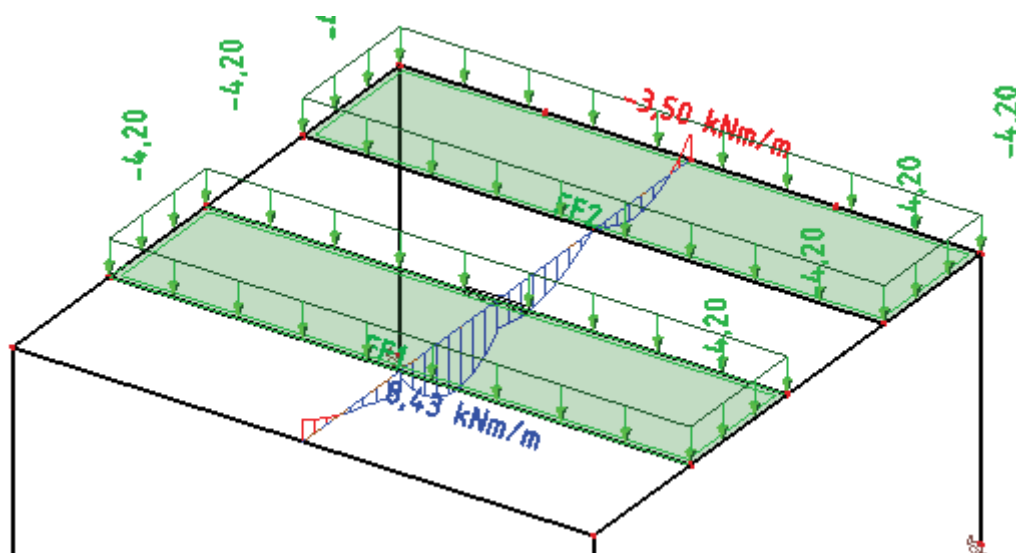
² Vid' kap. 4.1.1 na strane 51.

5.1.3 Kombinácie zaťažovacích stavov

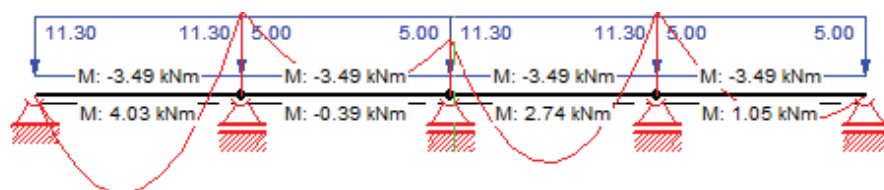
Kombinácie zaťažovacích stavov boli vytvorené v programe pomocou kombinačných sad. Boli vytvorené kombinácie obálok EN – MSÚ (STR-GEO) Sada B podľa vzťahu 6.10a & 6.10b. Pre posúdenie medzného stavu použiteľnosti boli vytvorené charakteristické kombinácie obálok EN – MSP. Premenné zaťaženie je zadané ako výberové.

5.1.4 Vnútorne sily na spriahnutej plechobetónovej doske

Na základe získaných vnútorných síl z programu SCIA Engineer 16.1 bolo overené pôsobenie profilovaného plechu ako debnenia v montážnom štádiu a overenie pôsobenia plechobetónovej dosky v prevádzkovom štádiu.



Obr. 5.4 Priebeh ohybových momentov na spriahnutej plechobetónovej doske – 3D model

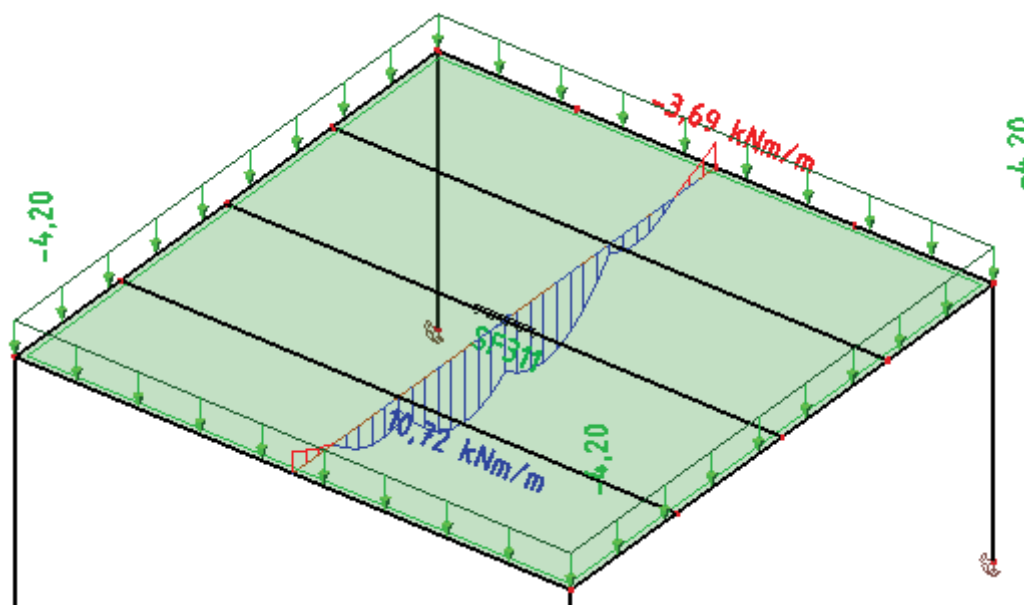


Obr. 5.5 Priebeh ohybových momentov na spriahnutej plechobetónovej doske – ručný výpočet

Na základe porovnania vnútorných síl získaných z 3D modelu a z ručného výpočtu môžeme konštatovať nasledujúce zistenia:

- Návrhový moment z ručného výpočtu je 2x menší,
- Priebeh ohybových momentov je značne ovplyvnený tuhosťou stropníc,
- Záporný moment nad podporou v poli sa v podstate na doske nenachádza,

- Nakoľko priebeh vnútorných síl na doske je priamo ovplyvnený tuhosťou stropníc, tak maximálny návrhový moment na doske je pri plnom zaťažení poľa. Obr. 5.6
- Rozdiel maximálneho momentu v poli, a minimálneho kladného v mieste stropnice z Obr. 5.4 je 3,78 kNm, čo je približne rovnaká hodnota ako pre ručný výpočet kde maximálny ohybový moment bol 4,03kNm.



Obr. 5.6 Priebeh ohybových momentov na spriahnutej plechobetónovej doske – 3D model

5.1.5 Posúdenie medzného stavu únosnosti

Na základe návrhových vnútorných síl získaných z ručného alebo 3D numerického modelu bol prevedený návrh a posúdenie profilovaného plechu v jednotlivých stavoch pôsobenia.

Navrhnutý bol profilovaný plech Cofraplus 60 s výškou 58mm a s nadbetonávkou o výške 52mm. Celková výška stropnej konštrukcie je 110mm a spĺňa podmienky návrhu spriahnutých plechobetónových dosiek. Pôsobenie dosky bolo postupne posúdenie na účinky ohybových momentov, zvislý šmyk a pozdĺžny šmyk bez koncového kotvenia.

Výrobca plechu disponuje parametrami m a k získanými na základe laboratórnych skúšok a tak je možné posúdiť profilovaný plech v súlade s STN EN 1994-1-1 metódou m - k .

$$V_{Rd,||} = \frac{b \cdot d_p \cdot \left(m \cdot \frac{A_{eff}}{b \cdot L_s} + k \right)}{\gamma_{vs}} \quad (26)$$

m, k	z tabuliek výrobcu profilovaného plechu
b, d_p	šírka a účinná výška dosky
γ_{vs}	Parciálny súčiniteľ spoľahlivosti spriahnutia

5.1.6 Posúdenie medzného stavu používateľnosti

Priehyb od zaťaženia pôsobiaceho len na oceľový plech sa má počítat' v zhode s STN EN 1993-1-3. Priehyby na spriahnutý prvok sa majú počítat' s použitím pružnostnej analýzy pri zanedbaní účinkov zmrašťovania. Nakoľko priehyb spriahnutých dosiek vo väčšine prípadov nie je rozhodujúcim posudkom, splnením podmienok z [19] a [20] sa vieme vyhnúť zložitému výpočtu priehybu a priehyb overovať bez priameho výpočtu.

Podmienka z [19]:

$$l_{eff}/d_p < 26 \quad (27)$$

l_{eff} účinná dĺžka poľa

Podmienka z [20]:

$$L/h < 20 \quad (28)$$

L dĺžka poľa

h celková výška dosky

Podmienky sa na prvý pohľad líšia ale v podstate porovnávajú „rovnaké“ hodnoty, ktoré by sme na základe zavedenia okrajových podmienok, ako napríklad minimálne uloženie plechu alebo výška nadbetónávky vedeli predstaviť ako porovnanie návrhových a v druhom prípade charakteristických hodnôt.

Existencia vzniku trhlín a ich šírka v podporových oblastiach sa rieši minimálnym vystužením oblasti. Pre dosky nepodopreté počas montáže je plocha výstuže viac ako 0,2% z plochy betónu. Spriahnutá plechobetónová doska je v tých miestach vystužená zváranou sieťou KH20 – priemer 6mm po 150 v oboch smeroch.

Podrobné posúdenie jednotlivých stavov pôsobenia profilovaného plechu ako strateného debnenia ale aj ako plechobetónovej dosky je v *Prílohe č. 3* a v *Prílohe č. 4*.

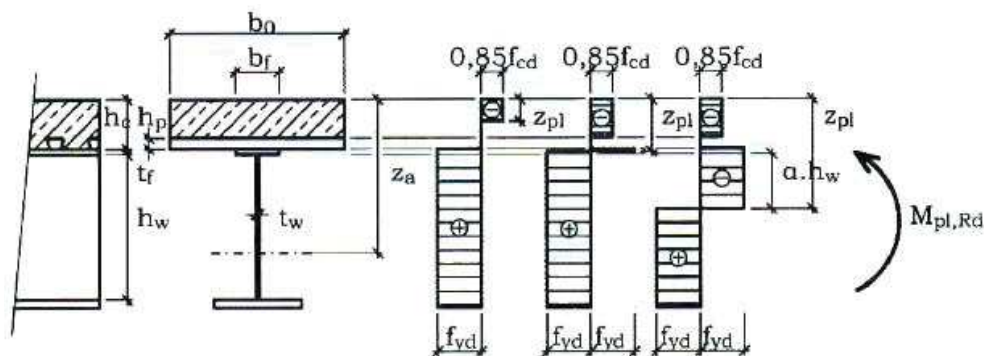
5.1.7 Požiarna odolnosť plechobetónovej dosky

Na základe podkladov výrobcu profilovaného plechu Costraplus 60 a hrúbky dosky bola stanovená požiarna odolnosť dosky na hodnotu R30. Vložením betonárskej výstuže profilu $\varnothing 6$ mm do vlny profilovaného plechu sa zvýši požiarna odolnosť na R60 s krytím výstuže 40 mm v dolnej vlne.

5.2 SPRIAHNUTÉ NOSNÍKY

Oceľové nosníky spriahnuté so železobetónovou doskou sú najčastejšie používaným druhom spriahnutých oceľobetónových konštrukčných prvkov. V pozemných stavbách ich možno využiť ako stropnice a nosníky väčších rozpätí, ale aj ako silne zaťažené prievlaky menších rozpätí. Používajú sa valcované profily IPE, HEA alebo zvárané prierezy nielen bežných, ale aj z ocelí pevnosti S420, S460. V súčasnosti sa skúma možnosť použitia vysokopevnostnej ocele S690 v kombinácii s betónmi vyšších pevností. Spriahnutie môže byť realizované ako úplné alebo čiastočné. Za úplné možno považovať také, keď pridaním ďalších šmykových záchytiek sa už odolnosť nosníka nezvýši.

Európske normové predpisy rozlišujú medzi priamymi zaťažovacími účinkami, pod ktorými sa rozumejú sily, ktoré pôsobia priamo na konštrukciu a nepriamymi zaťažovacími účinkami ako sú zmena teploty, sadanie podpôr, dotvarovanie a zmrašťovanie betónu, ktoré spôsobujú len preskupenie namáhania v konštrukciách. Dotvarovanie spôsobuje preskupenie namáhania, pretože oceľový profil aj betonárska výstuž bránia deformáciám betónu v čase. Zmrašťovanie a teplota spôsobujú vznik vlastných napätí. V staticky určitých konštrukciách spôsobujú deformácie a označujú sa ako *primárne vlastné napätia*. Na staticky neurčitých konštrukciách vyvolávajú vynútené namáhania, ktoré sa označujú ako *sekundárne vlastné napätia*. Norma STN EN 1994-1-1 pre praktický návrh pripúšťa celý rad zjednodušení, ktoré sú spravidla dostatočne spoľahlivé a umožňujú bezpečný návrh konštrukcií. Výpočet možno vykonať podľa *teórie pružnosti* alebo podľa *teórie plastických klbových mechanizmov*. [19]



Obr. 5.7 Priebeh napätí podľa polohy plastickej neutrálnej osi [19]

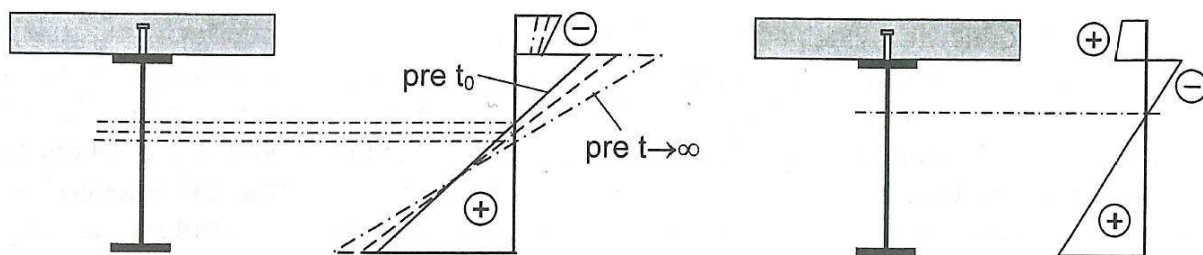
Určenie plastickej odolnosti prierezu $M_{pl,Rd}$ sa môže počítať len pre prierezy tr.1 a 2. Možno ho počítať pre nosníky s úplným aj s čiastočným šmykovým spojením. Plastickej moment odolnosti prierezu sa určuje podľa čl. 6.3.2 STN EN 1994-1-1. Kladný ohybový moment sa vypočíta v závislosti od polohy plastickej neutrálnej osi podľa Obr. 5.7. Záporná momentová odolnosť sa určuje tak, že sa spravidla neuvažuje s pevnosťou betónu v ťahu. Do odolnosti prierezu sa počíta len prierez ocelového nosníka a pozdĺžna výstuž betónovej dosky.

Pri posudzovaní medzných stavov použiteľnosti spriahnutých nosníkov ide najmä o obmedzenie priehybov, šírky trhlín v betónovej doske, nadmerného posunutia medzi betónovou doskou a ocelovým nosníkom alebo aj kmitaním. STN EN 1994-1-1 neudáva žiadne limitné hodnoty spriahnutých nosníkov, vo všeobecnosti je to na dohode s investorom. Montážne štádium (ocelový nosník) sa posudzuje podľa STN EN 1993-1-1. Pri výpočte priehybov sa a napätí v MSP sa vždy používa teória pružnosti.

Zvolením vhodného montážneho postupu vieme zabezpečiť hospodárnosť konštrukcie tým, že bude plne využitý betónový aj ocelový prierez nosníka. Možnosti montážneho postupu:

- Bez podopretia na konečných podporách: Mohutnejší ocelový prierez, nevyužitá betónová doska,
- Montážna lešenie: Subtílnejší prierez, úspora ocele však väčšinou nevyváži náklady na lešenie,
- Medziľahlá montážna podpora: Podopretie umožňuje regulovať napätie v betónovej doske. Nadvýšením montážnych podpier sa po odstránení zvýši napätie v betónovej doske. Naopak popustením sa namáhanie zmenší.

Podopretie vo štvrtinách možno považovať za súvislé podopretie.



Obr. 5.8 Napätie v spriahnutom nosníku od, vľavo: dotvarovania; vpravo: zmrašťovania [20]

Vplyv dotvarovania a zmrašťovania v globálnej analýze a lokálnej analýze sa môžu zohľadniť pomocou pomeru modulov pružnosti:

$$n_L = E_a / E_{c,eff}(t) \quad E_{c,eff} = \frac{E_c(t)}{1 + \psi_L \varphi(t, t_0)} \quad (29)$$

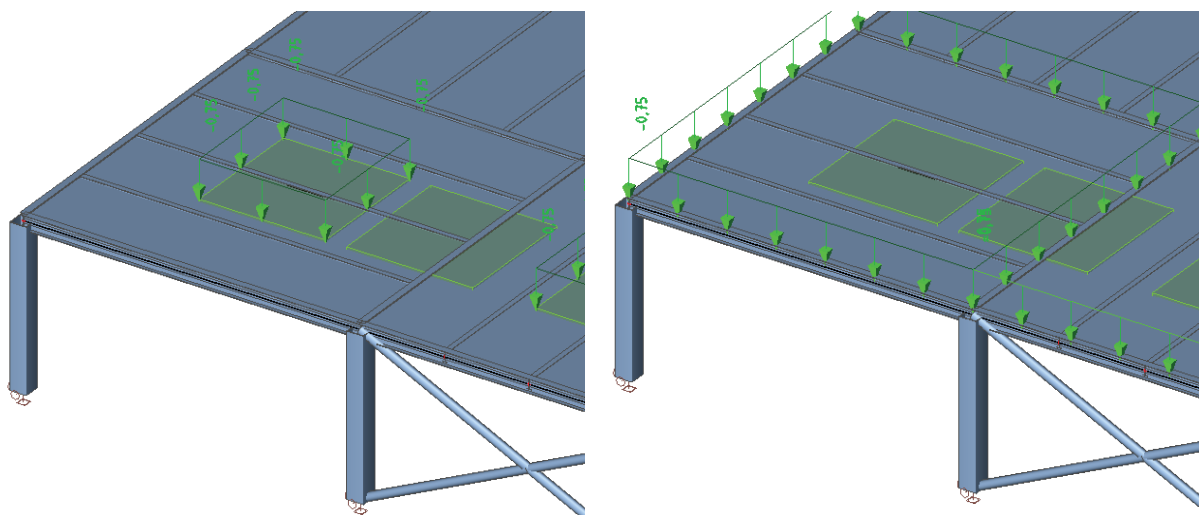
Dotvarovaním betónu sa časom zväčšuje stlačenie betónovej dosky a zväčšuje sa priehyb a tým aj pomerné pretvorenie [20]. Nárast pomerného pretvorenia vedie k nárastu napätia len v oceľovom nosníku. To znamená, že sa zväčší časť ohybového momentu. Zmrašťovaním sa znižuje objem betónu, vplyv na konštrukciu sa môže zmenšiť použitím betónu s malým obsahom vody, dobrým zhutnením, ošetrovaním alebo použitím prefabrikovanej dosky.

5.2.1 Spriahnutá stropnica v typickom podlaží

Spriahnutá stropnica je navrhnutá z valcovaného profilu IPE240 a je spriahnutá s plechobetónovou doskou. Stropnice sú kĺbovo pripojené na prievlaky so zaťažovacou šírkou 2 m v montážnom aj prevádzkovom štádiu. Smer vĺn profilovaného plechu je kolmý na stropnice. Stropnice sú v montážnom štádiu zabezpečené proti klopeniu pôsobením trapézového plechu. V prevádzkovom štádiu nie sú stropnice náchylné na stratu stability vplyvom klopenia. Z 3D modelu podlažia, ktorý bol podrobne popísaný v kap. 5.1.1 boli získané vnútorné sily pôsobiace na stropnicu v montážnom ale aj prevádzkovom štádiu. Model rozdeľuje pôsobenie oceľového profilu a spriahnutého profilu. Vnútorné sily získané z numerického modelu boli porovnané s vnútornými silami získanými z ručného výpočtu.

5.2.1.1 Zaťaženie pôsobiace na stropnicu a kombinácie zaťažovacích stavov

Stropnice prenášajú zaťaženie z profilovaného plechu takže zaťaženie pôsobiace na stropnice sa nebude líšiť od zaťaženia pôsobiaceho na spriahnutú plechobetónovú dosku. Na Obr. 5.9 je zobrazené rozhodujúce montážne zaťaženie pôsobiace na dosku a stropnicu zároveň.

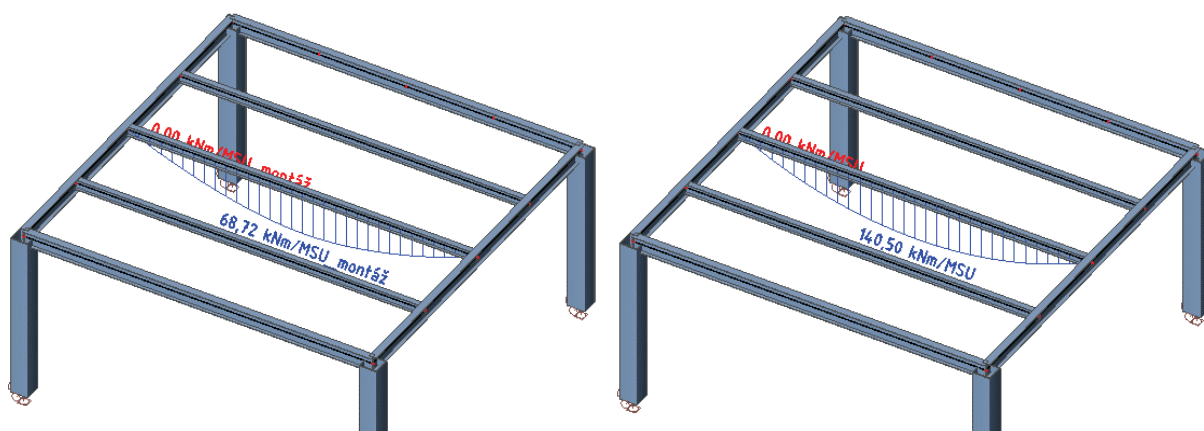


Obr. 5.9 Premenné zaťaženie pri betonáži na stropnicu a prievlak

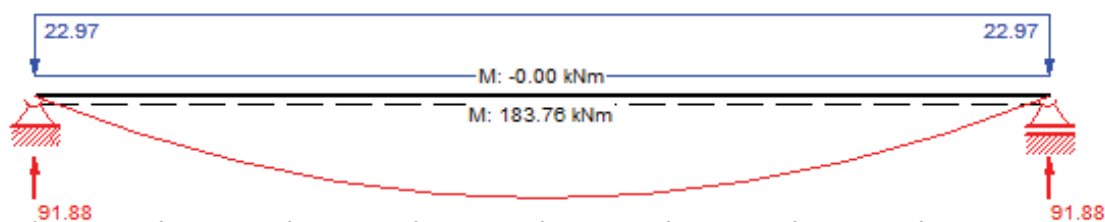
Premenné zaťaženie pri betonáži bolo zadané na jednotlivé „polia“ s hodnotou $0,75\text{kN/m}^2$. Rozdielová zložka premenného zaťaženia o ploche $3\times 3\text{m}$ bola zadaná do ďalšieho zaťažovacieho stavu pre stropnice a zvlášť pre prievlaky. Tieto zaťažovacie stavy boli navzájom nekombinovateľne ale zároveň boli vždy so základnou zložkou premenného zaťaženia na ploche.

5.2.1.2 Vnútorne sily na stropnici

Stropnice sú kĺbovo uložené na prievlakoch s osovou vzdialenosťou 2 m . Stropnica pôsobí ako prostý nosník uložený na pružných podporách (kĺbovo na prievlaku). Vnútorne sily na posudzovanej stropnici sa v montážnom štádiu líšia rádovo do 8% a v prevádzkovom štádiu je rozdiel až cca 28% . Možné príčiny, riešenie a výsledné návrhové vnútorné sily sú prezentované v kap. 5.2.3.



Obr. 5.10 Ohybový moment na stropnici: montážne štádium; prevádzkové štádium



Obr. 5.11 Ohybový moment na stropnici; ručný výpočet pre prevádzkové štádium

5.2.1.3 Posúdenie medzného stavu únosnosti

Stropnica je v montážnom štádiu využitá na 59%, overenie priehybu a rybníkového efektu pri betonáži stropnica nespĺňa a bolo by neekonomické zväčšovať prierez. Stropnice budú výrobné nadvýšené o hodnotu 12mm a výsledný priehyb pri betonáži bude 16,8mm. V prevádzkovom štádiu, kde pôsobí oceľovo-betónový prierez je stropnica využitá na 83%. Stropnica nie je úplne spriahnutá a jej plastická ohybová únosnosť bola redukovaná zjednodušenou metódou podľa kap. 6.2.1.3 v STN EN 1994-1-1.

$$M_{Rd,r} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (30)$$

Konečná fáza

Posúdenie	Jedn. pos.	Stav
Klasifikácia prierezu	-	OK
Stupeň šmykového spojenia	-	OK
Šmyková odolnosť na klopie	-	OK
Vertikálna šmyková odolnosť	0,00	OK
Pozdĺžna bet.výstuž	-	OK
Ohybová odolnosť	0,64	OK
Odolnosť LTB	0,00	OK
Priečna výstuž	-	OK
Rozdrvenie betónovej pásnice	-	OK

Obr. 5.12 Tabuľkové posúdenie rozhodujúceho prievalu – MSÚ (SCIA Engineer).

5.2.1.4 Posúdenie medzného stavu použiteľnosti

Stropnica pôsobí v MSP pružne s maximálnym napätím na spodnej pásnici 271,2 MPa a priehyb spĺňa podmienku podľa STN EN 1993-1-1³. Vplyv poddajnosti spriahnutia na

³ STN EN 1994-1-1 NA1 nevyžaduje priame posúdenie priehybu. Priehyb je možné vyrovnáť podhľadom alebo nadvýšením stropnice

zváženie priehybu sa môže zanedbať, pokiaľ sa použije aspoň polovica spracovacích prvkov, ktoré sú potrebné pre úplne šmykové spojenie a zároveň výška rebra nie je väčšia ako 80mm

$$\eta = 0,63 \geq 0,5 \rightarrow \text{Vyhovuje} \quad (31)$$

Výsledný návrh stropnice ostáva podľa predbežného návrhu rozmerov nosných prvkov. Posúdenie bolo komplexné a nie sú potrebné ďalšie posúdenia. Výsledný profil stropnice je IPE240.

Konečná fáza

Posúdenie	Jedn. pos.	Stav
Vertikálny priehyb	0,87	OK
Posudok kmitania	-	Nevyhovuje
Vznik trhlín v betóne	-	Nevyhovuje

Obr. 5.13 Tabuľkové posúdenie rozhodujúcej stropnice– MSP (SCIA Engineer)

Program SCIA Engineer uvažuje ako prednastavenú hodnotu minimálne kmitania 4Hz a normová požiadavka je minimálne 3Hz a tú stropnica spĺňa.

Vlastné frekvencie

$$w_{per} = 24.07 \text{ mm}$$

$$f = \frac{18}{\sqrt{w_{per}}} = \frac{18}{\sqrt{24.1 \text{ mm}}} = 3.67 \text{ Hz}$$

$$3.67 \text{ Hz} \geq 4 \text{ Hz}$$

NEVYHOVUJE

Posudok vlastných frekvencií nie je dostatočný.

Obr. 5.14 Posúdenie kmitania v programe SCIA Engineer

Na posudzovanom nosníku nevzniká za žiadnych okolností záporný moment a tým pádom by nemali ani vznikať trhliny. Program uvažuje vznik trhlín pravdepodobne na spriahnutej plechobetónovej doske kde sú záporne momenty. Doska je v týchto miestach vystužená na minimálnu plochu vystuženia spĺňa podmienku minimálneho vystuženia vid'. kap. 5.1.6. Podrobné posúdenie spriahnutej stropnice je v *Prílohe č. 3* a v *Prílohe č. 5*.

5.2.1.5 Spriahovacie prvky

Prvky spriahnutia na stropnici a na prievlaku sú spriahovacie trne. Priemeru 19mm a výšky 100 mm. Trne sú na spriahnuté stropnice privarené cez plech, na prievlaky sú

spriahovacie prvky privarené priamo v osoých vzdialenostiach podľa výpočtu, prípadne podľa projektovej dokumentácie.

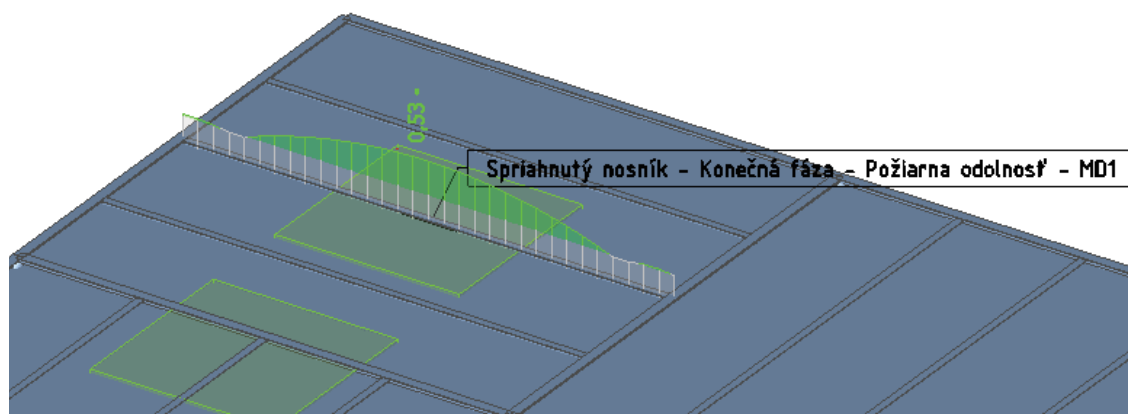
Norma STN EN 1994-1-1 udáva vzťahy pre výpočet únosnosti len pre trne v rozpätí priemeru 16-25 mm. Pre všetky ostatné spriahovacie prvky je nutné únosnosť overiť skúškami podľa prílohy B. Výrobcovia výsledky skúšok poskytujú projektantom.

5.2.1.6 Požiarna odolnosť spriahnutej stropnice

Na základe podkladov od požiarnych technikov (medziodborová konzultácia s Bc. Michal Kuchťák; študent 2. ročníka inžinierskeho stupňa na FBI; VŠB TUO.) bola stanovená požiarna odolnosť stropnice na R45. Predbežné stanovenie požiarnej odolnosti pre jednotlivé konštrukcie je zobrazené v *Prílohe č. 8*. V priestorom 3D modeli podlažia bola vytvorená mimoriadna kombinácia na požiar v ktorej premenné zaťaženie bolo kombinované so súčiniteľom $\psi_{1,1} = 0,5$.

Stropnice budú opatrené speniteľným náterom, s hrúbkou 0,01 m po aktivovaní náteru. Stropnice vyhovujú na návrhovú situáciu R45.

Zjednodušený ručný výpočet ohybovej únosnosti spriahnutej stropnice v mimoriadnej návrhovej situácii je identický s posudkom vygenerovaným z programu SCIA Engineer 16.1 a líši sa na úrovni cca 1%. Podrobný výpočet posúdenia stropnice na účinky požiaru je v *Prílohe č. 6*. Stropnica bola posúdená na účinky požiaru aj v programe SCIA Engineer 16.1, výsledky z posúdenia sú v *Prílohe č. 7*.



Obr. 5.15 Posúdenie stropnice na mimoriadnu situáciu – požiar; program SCIA Engineer

Tab. 5-1 Porovnanie ručného posúdenia s programom SCIA Engineer - stropnica

Spriahnutá stropnica, rozpätie 8m			
	Ručný Výpočet	SCIA Engineer	Rozdiel
Teplota - pásnica	569,83	568,5	0,23%
Teplota - stojina	662,81	655,5	1,11%
Návrhový ohybový moment - požiar	93,47	76	22,98%
Ohybová únosnosť - požiar	139,93	143	2,15%

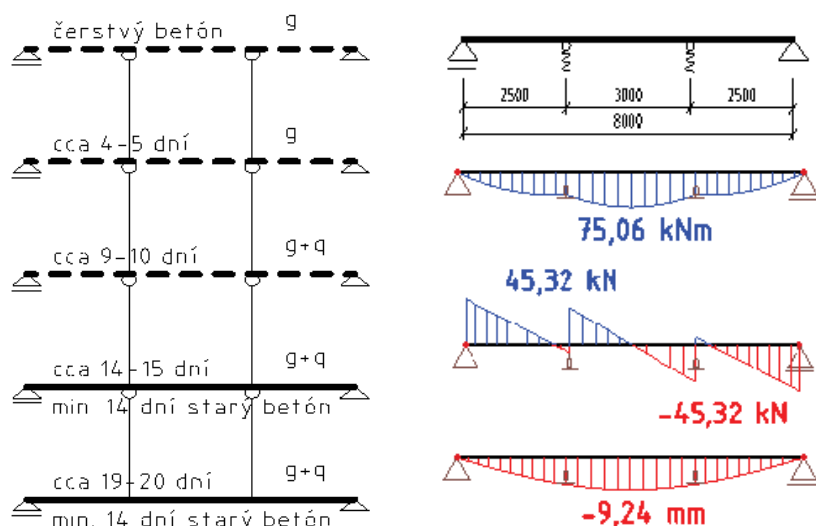
5.2.2 Spriahnutý prievlak v typickom podlaží

Spriahnutý prievlak v typickom podlaží je navrhnutý z valcovaného profilu IPE330 a je spriahnutý s plechobetónovou doskou. Prievlaky sú kĺbovo pripojené na stĺpy so zaťažovacou šírkou 5 m v montážnom aj prevádzkovom štádiu. Smer vln profilovaného plechu je na prievlak z jednej strany kolmý a z druhej strany rovnobežný. Prievlaky sú v montážnom štádiu zabezpečené proti klopeniu to samotnými stropnicami alebo pôsobením trapézového plechu. V prevádzkovom štádiu nie je prievlak náchylný na stratu stability vplyvom klopenia.

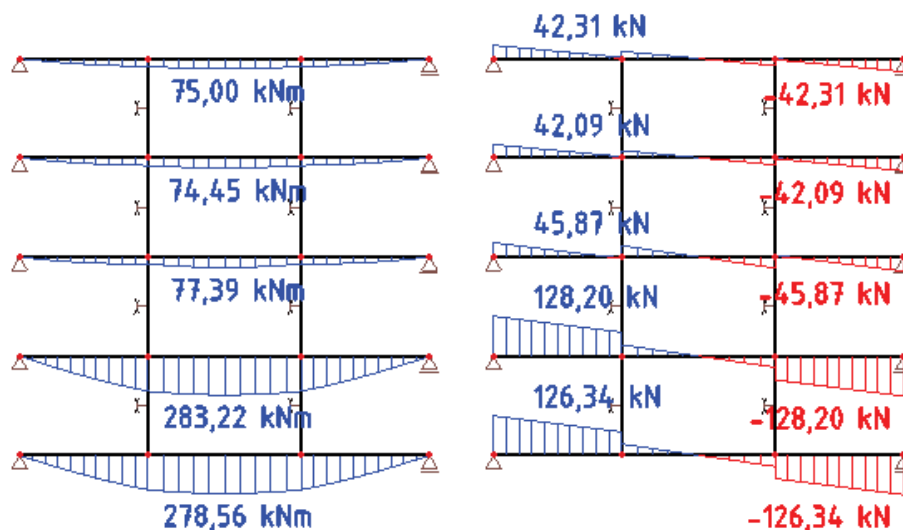
Prievlak bol posúdený v troch štádiách a to ako oceľový nosník montážne podopretý, spriahnutý oceľovo-betónový nosník po 14 dňoch podopierajúci oceľové prievlaky a ako spriahnutý prievlak v prevádzkovom štádiu. Prievlak bude v montážnom štádiu podopretý a navrhnutý tak aby dva spriahnuté prievlaky s minimálne 14 dní starým betónom montážne podopreli minimálne ďalšie tri oceľové prievlaky. Statická schéma oceľového prievlaku je znázornená na obrázku Obr. 5.16 a ide o spojitý nosník uložený na pružných podporách. Tuhosť montážnych podpôr závisí na tuhosti spriahnutého prievlaku. Z obrázku sú zrejmé aj vnútorné sily na oceľovom prievlaku.

$$\beta_{cc} = \exp \left[s_c \left[1 - \sqrt{\left(\frac{28 \text{ day}}{14 \text{ day}} \right)} \right] \right] = 0,92 \quad (32)$$

Pre získanie tuhosti spriahnutého prievlaku so 14 dní starým betónom bola vypočítaná pevnosť v požadovanom čase podľa vzťahu a následne zadaná do 2D modelu montážnej schémy podľa Obr. 5.16. Následne boli prevzaté tuhosti montážnych podpor na oceľovom nosníku a vnútorné sily na spriahnutom nosníku.



Obr. 5.16 Statická schéma pôsobenia prievlaku v montážnom štádiu



Obr. 5.17 Vnútorne sily na spriahnutom nosníku so 14 dní starým betónom

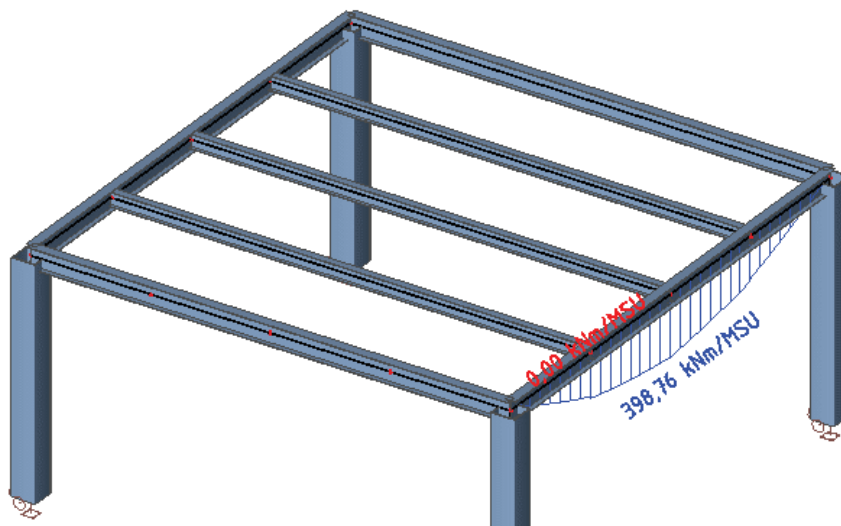
5.2.2.1 Zaťaženie pôsobiace na prievlak a kombinácie zaťažovacích stavov

Na Obr. 5.9 vľavo je zobrazená zaťažovacia plocha pre rozhodujúce montážne zaťaženie pôsobiace na prievlak. Kombinácie montážnych zaťažení sú popísané v predchádzajúcej kapitole. Zaťaženie a kombinácie zaťažení pôsobiace v prevádzkovom štádiu platia rovnako ako pre plechobetónovú dosku.

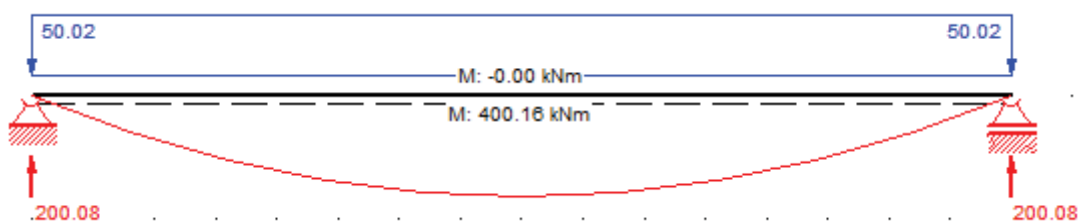
5.2.2.2 Vnútorne sily na prievlaku

Prievlaky sú kľbovo pripojené na stĺpy a pôsobia ako prostý nosník s bodovými zaťaženiami od stropníc. Prievlaky sú v montážnom štádiu zabezpečené proti klopeniu to samotnými stropnicami alebo pôsobením trapézového plechu. Vnútorne sily získané z 3D modelu na posudzovanom prievlaku nebolo možné porovnať nakoľko model nebol plne fázový

a nezohľadňoval montážne podpory. Pôsobenie prievlaku bolo prevedené na 2D modeli podľa Obr. 5.16 a Obr. 5.17. Vnútorne sily z prevádzkového štádia sa líšia do 1% a predbežný návrh bude slúžiť aj ako celkové posúdenie prievlaku po overení v globálnom pôsobení.



Obr. 5.18 Návrhový ohybový moment na prievlaku



Obr. 5.19 Návrhový ohybový moment na prievlaku; ručný výpočet

5.2.2.3 Posúdenie medzného stavu únosnosti

Prievlak je v montážnom štádiu využitý na 26%, overenie prichybu a rybníkového efektu pri betonáži prievlak spĺňa, vid' Obr. 5.16. V montážnom štádiu po 14-tich dňoch je spriahnutý prievlak využitý na 58% a v prevádzkovom štádiu je prierez využitý na 82%. Prievlak je navrhnutý na plné spriahnutie a spriahovacie prvky sú rozmiestnené v osových vzdialenostiach po 100 mm aby sa potrebný počet prvkov vošiel do prvých dvoch metrov kde je uložená prvá stropnica. Ďalej sú spriahovacie trne vo vzdialenosti 160 mm.

Konečná fáza

Posúdenie	Jedn. pos.	Stav
Klasifikácia prierezu	-	OK
Stupeň šmykového spojenia	-	OK
Šmyková odolnosť na klopenie	-	OK
Vertikálna šmyková odolnosť	0,04	OK
Pozdĺžna bet.výstuž	-	OK
Ohybová odolnosť	0,80	OK
Odolnosť LTB	0,00	OK
Priečna výstuž	-	OK
Rozdrvenie betónovej pásnice	-	Nevyhovuje

Obr. 5.20 Tabuľkové posúdenie rozhodujúceho prievlaku – MSÚ (SCIA Engineer).

Posúdenie rozdrvenia betónovej pásnice je nevyhovujúce, nakoľko program návrhový šmykový tok neprenásobuje 0,5 ako je to napríklad v [5]. V programe bol menený uhol betónovej tlakovej vzpery θ z $26,5^\circ$ na 45° posudok aj tak nevyhovoval. Na základe ručného posúdenia môžeme konštatovať, že posúdenie vyhovuje.

Návrhový šmykový tok

$$h_f = h_c = 52 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \frac{n_f \cdot P_{Rd}}{l_s \cdot h_f} = \frac{1 \cdot 41.1 \text{ kN}}{100 \text{ mm} \cdot 52 \text{ mm}} = 7.9 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} \leq 0.54 \cdot 16.7 \text{ MPa} \cdot \sin(45^\circ) \cdot \cos(45^\circ)$$

$$7.9 \text{ MPa} \leq 4.5 \text{ MPa}$$

NEVYHOVUJE

Tlaková odolnosť betónu nie je postačujúca.

Obr. 5.21 Posúdenie rozdrvenia betónovej pásnice v programe SCIA Engineer – prievlak

Návrhový šmykový tok

$$h_f = h_c = 52 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \frac{n_f \cdot P_{Rd}}{2 \cdot l_s \cdot h_f} = \frac{1 \cdot 47.9 \text{ kN}}{2 \cdot 207 \text{ mm} \cdot 52 \text{ mm}} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)$$

$$v_{Ed} \leq 0.54 \cdot 16.7 \text{ MPa} \cdot \sin(26.5^\circ) \cdot \cos(26.5^\circ)$$

$$2.22 \text{ MPa} \leq 3.59 \text{ MPa}$$

OK

Obr. 5.22 Posúdenie rozdrvenia betónovej pásnice v programe SCIA Engineer – stropnica

Program daný posudok pri posúdení stropnice (Obr. 5.22) vykonáva v zhode s vyššie uvedenou literatúrou. Bez nutnosti meniť uhol tlačenej diagonály.

Podrobné posúdenie spriahnutého prievlaku je v *Prílohe č. 3*, spriahnutý prievlak bol posúdený aj v programe SCIA Engineer, výsledky boli prezentované vyššie. Kompletné posúdenie nie je potrebné uvádzať do prílohy nakoľko sa s posúdenie líši v návrhových hodnotách a priereze prvku.

5.2.2.4 Posúdenie medzného stavu používateľnosti

Prievlak pôsobí v MSP pružne vo všetkých štádiách užívania s maximálnym napätím na spodnej pásnici 262,5 MPa a prieťahy spĺňa podmienku podľa STN EN 1993-1-1. Výsledný návrh prievlaku ostáva podľa predbežného návrhu rozmerov nosných prvkov. Posúdenie bolo komplexné a nie sú potrebné ďalšie posúdenia. Výsledný profil prievlaku je IPE330.

Konečná fáza

Posúdenie	Jedn. pos.	Stav
Vertikálny prieťah	0,73	OK
Posudok kmitania	-	OK
Vznik trhlin v betóne	-	Nevyhovuje

Obr. 5.23 Tabuľkové posúdenie rozhodujúceho prievlaku – MSP (SCIA Engineer)

Na posudzovanom nosníku nevzniká za žiadnych okolností záporný moment a tým pádom by nemali ani vznikať trhliny. Program uvažuje vznik trhlin pravdepodobne na spriahnutej plechobetónovej doske kde sú záporne momenty. Doska je v týchto miestach vystužená na minimálnu plochu vystuženia spĺňa podmienku minimálneho vystuženia vid'. kap. 5.1.6.

5.2.2.5 Požiarna odolnosť spriahnutého prievlaku

Na základe kap. 5.2.1.6 bola stanovaná minimálna požiarna odolnosť spriahnutého prievlaku na R45. Prievlaky budú opatrené speniteľným náterom, s hrúbkou 0,01 m po aktivovaní náteru. Stropnice vyhovujú na návrhovú situáciu R45.

Vzorový výpočet požiarnej odolnosti bol prevedený len na stropnici a to z dôvodu opakovaného posúdenia na rozdielnom priereze. Zobrazené sú len tabuľkové výsledky posúdenia prievlaku v Tab. 5-2. Pre podrobné posúdenie pozri Prílohu č. 5 alebo Prílohu č. 6.

Tab. 5-2 Porovnanie ručného posúdenia s programom SCIA Engineer - prievlak

Spriahnutý prievlak, rozpätie 8m			
	Ručný Výpočet	SCIA Engineer	Rozdiel
Teplota - pásnica	528,13	526,9	0,23%
Teplota - stojina	620,06	613,1	1,14%
Návrhový ohybový moment - požiar	96,1	101	4,85%
Ohybová únosnosť - požiar	328,10	333	1,47%

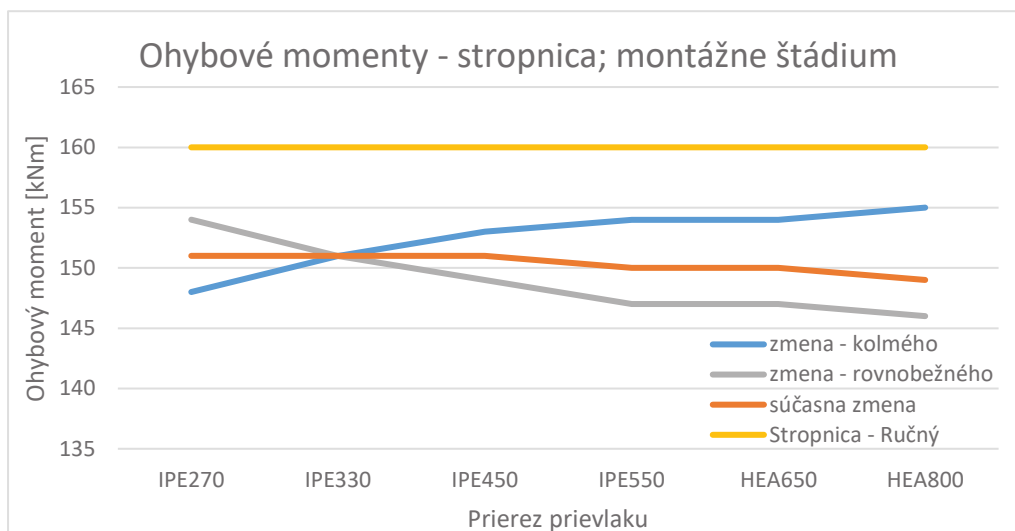
5.2.3 Porovnanie vnútorných síl z ručného a numerického modelu

Značný rozdiel vnútorných síl na stropnici získaných z ručného a z numerického modelu môže byť spôsobený tuhosťou prievlaku, na ktorom sú samotné stropnice uložené ale aj spolupôsobením plošného prvku, teda plechobetónovej dosky v montážnom alebo prevádzkovom štádiu. Rozdiel ohybových momentov v montážnom štádiu je do 8% a v prevádzkovom štádiu do 22%. Na základe týchto zistení prebehla analýza vnútorných síl na stropnici.

Rozdielne vnútorné sily sú spôsobené tuhosťou prievlaku, na ktorom sú uložené stropnice ale aj tuhosťou prievlaku, ktorý je rovnobežný so stropnicami. V našom prípade, šachovnicové ukladanie stropníc zabezpečí rovnaké zaťaženie prievlakov. Na jednej strane je prievlak zaťažený stropnicami a z druhej strany je na ňom uložený profilovaný plech, ktorý pôsobí ako spojitý nosník z tohto dôvodu sa prievlaky väčšinou navrhujú rovnakého prierezu.

V analýze sa posudzovalo montážne a prevádzkové štádium. Sledovali sa vnútorné sily na stropnici, prievlaku rovnobežnom ale aj kolmom. Pre analýzu sa vyňalo jedno pole z konštrukcie a bolo zaťažené rovnakým plošným zaťažením v montážnom aj prevádzkovom štádiu hodnotou 10 kN/m^2 . Na základe známych zaťažovacích širok a rozmerov poľa boli stanovené sledované vnútorné sily na posudzovaných prievlakoch ručným výpočtom. Numerický model obsahuje parametre profilovaného plechu. Prierez stropnice je IPE240 a základný prierez prievlaku je IPE330. Výsledkom sú grafy, z ktorých môžeme vyvodit' nasledovné zistenia pre montážne štádium v našom prípade:

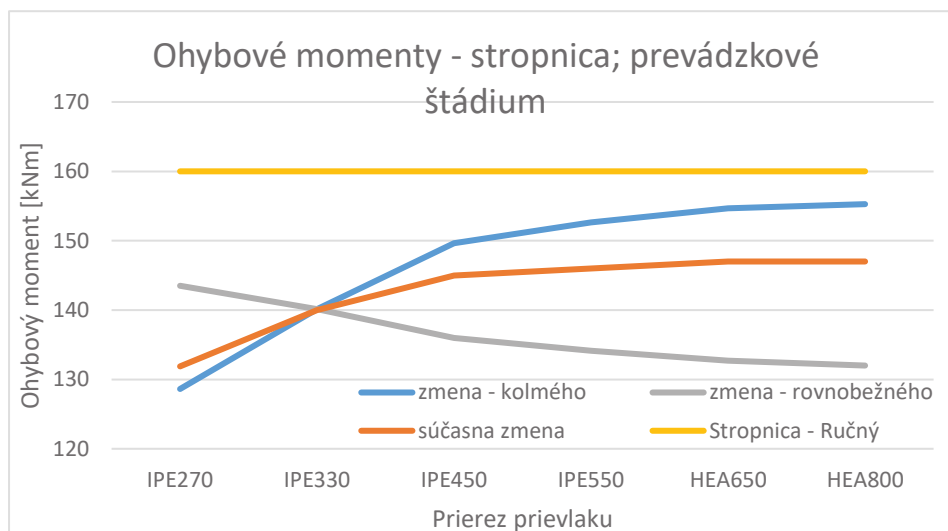
- vypočítané ohybové momenty z ručného výpočtu sú konzervatívnejšie a dosahujú pre daný prípad hodnoty o cca 7% väčšie;
- zväčšovaním prierezu kolmého prievlaku (uložené stropnice na ňom) pri zachovaní prierezu rovnobežného prievlaku zmeníme ohybové momenty nahor o 4,5%;
- naopak zväčšovaním prierezu rovnobežného prievlaku znížime ohybové momenty na stropnici o 5,5%;
- pri zachovaní rovnakých prierezov prievlakov sa nám ohybové momenty na stropnici výrazne neovplyvnia;
- overením pôsobenia zaťaženia na oceľovú konštrukciu zistíme, že pre náš prípad sa vnútorné sily prerozdeľujú podľa známych pravidiel prenosu zaťaženia po konštrukcii tzn. na základe zaťažovacích širok.



Obr. 5.24 Analýza priebehu ohybových momentov – stropnica; montážne štádium

Pre prevádzkové štádium, kde pôsobí rovnaké zaťaženie ako v montážnom štádiu ale na spriahnuté prierezy a plechobetónovú dosku môžeme konštatovať nasledujúce zistenia pre náš prípad:

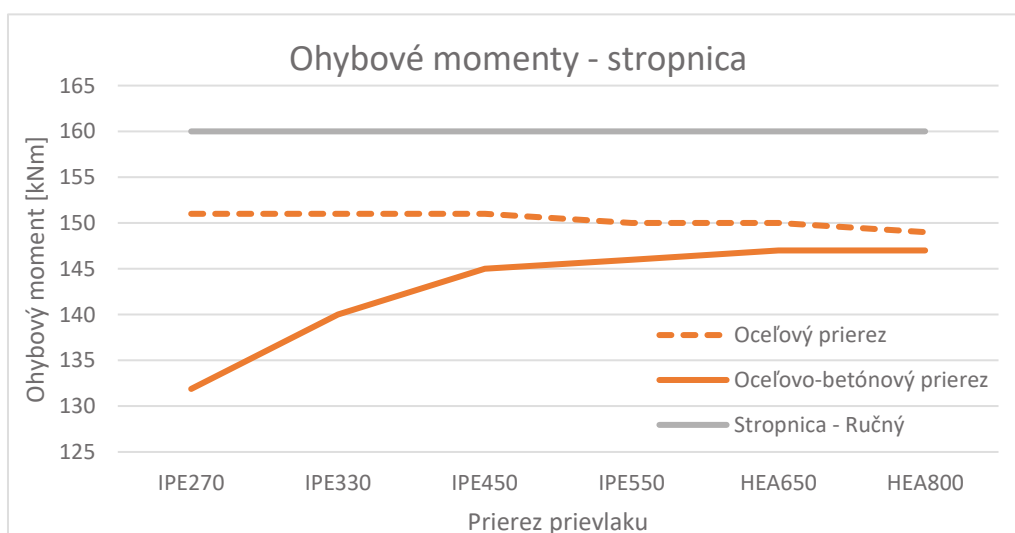
- vypočítane ohybové momenty z ručného výpočtu sú na strane bezpečnej o cca 14%;
- zväčšeným prierezom kolmému prievlaku pri zachovaní prierezu rovnobežného prievlaku zmeníme ohybové momenty na stropnici o 21%;
- naopak zväčšovaním prierezu rovnobežného prievlaku znížime ohybové momenty na stropnici o 8%;
- pri zachovaní rovnakých prierezov prievlakov a ich zväčšovaní sa nám ohybové momenty na stropnici navýšia o 11%;
- overením pôsobenia zaťaženia na oceľovo-betónovú konštrukciu zistíme, že pre náš prípad sa vnútorné sily neprerozdeľujú tak ako v montážnom štádiu a tuhosť prievlaku (rovnobežného ale aj kolmému) výrazným spôsobom ovplyvňuje ohybové momenty na stropnici.



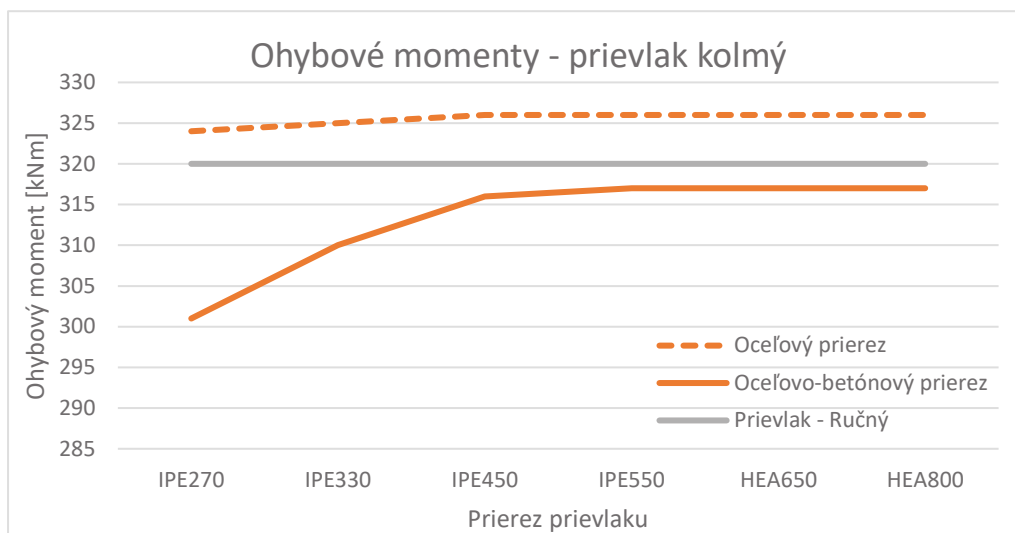
Obr. 5.25 Analýza priebehu ohybových momentov – stropnica; prevádzkové štádium

Pre náš prípad šachovnicového uloženia stropníc sú na Obr. 5.26 zobrazené ohybové momenty pri súčasnej zmene tuhosti prievlakov. Z obrázku je zrejmý značný rozdiel pre väčšie prievlaky. S narastajúcou tuhosťou sa ohybové momenty v jednotlivých štádiách vyrovnávajú.

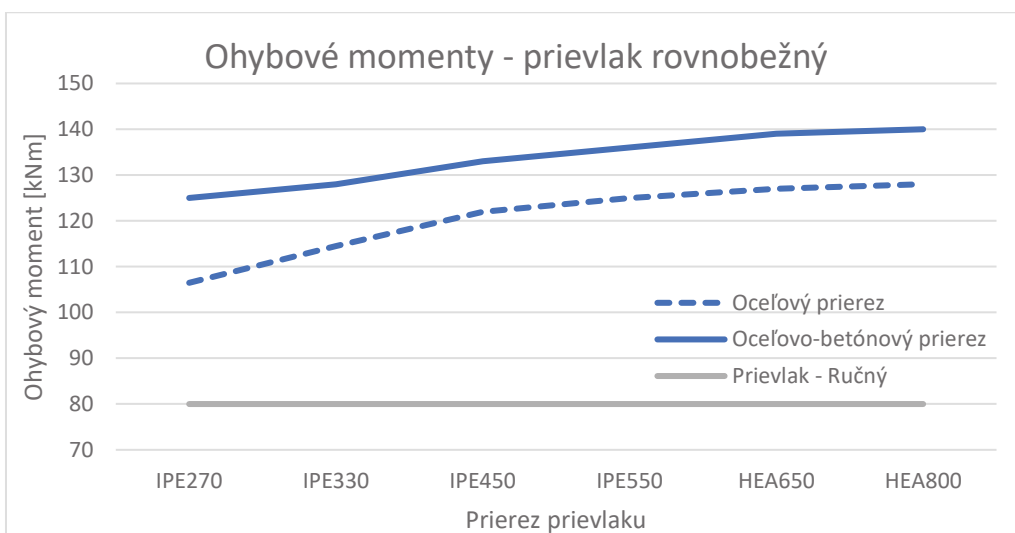
Zatvrdnutím betónu a následnou zmenou oceľových prierezov na spriahnuté a taktiež zaktivovaním plechobetónovej dosky program rozdielne prerozdeľuje zaťaženie pôsobiace na jednotlivé prvky (viď Obr. 5.26 až Obr. 5.28). Z obrázkov je zrejmé, že rovnobežný prievlak výrazne prispieva svojou tuhosťou na prerozdelení vnútorných síl a zmenou prierezu sa ohybový moment na rovnobežnom prievlaku navýši približne o 9%. Ohybový moment na kolmom prievlaku je oproti rovnobežnému v opačnej pozícii a zmenou prierezu sa na prievlaku v závislosti na tuhosti ohybový moment zníži podľa Obr. 5.27.



Obr. 5.26 Porovnanie ohybových momentov na stropnici v jednotlivých štádiách užívania



Obr. 5.27 Porovnanie ohybových momentov na kolmom prievlaku; jednotlivé štádia



Obr. 5.28 Porovnanie ohybových momentov na rovnobežnom prievlaku; jednotlivé štádia

Analýza platí pre konkrétny prípad, zaťaženie v analýze bolo uvažované primerane prierezom a rozpätiu poľa. V oboch štádiách bola uvažovaná rovnaká hodnota pre názornosť a porovnateľnosť výsledkov. Analýzou sme zistili vplyv tuhosti prievlakov na výsledný ohybový moment na stropnici a samotných prievlakoch. Ďalej, že pôsobením profilovaného plechu v rozdielnych štádiách sa nám rozdielnym spôsobom prerozdeľujú vnútorné sily v jednotlivých prvkoch. Z analýzy taktiež vyplýva, že pre efektívny návrh nosnej konštrukcie je potrebné zohľadniť priestorové spolupôsobenie konštrukcie.

Výsledné návrhové veličiny sú z ručného výpočtu vždy na strane bezpečného návrhu, bez ohľadu na rovnobežný prievlak. Vnútorné sily na prievlaku sú v šachovnicovej konštrukcii rovnaké, v analýze sú rozdielne, nakoľko nemáme susedné polia, ktoré by boli navzájom

o 90° stupňovou otočené a zaťažovacia šírka prievlakov by bola rovnaká. A to polovica rozpätia poľa z jednej strany a z druhej polovica rozpätia vzdialenosti prievlaku a najbližšej rovnobežnej stropnice.

Pre náš prípad je zaťažovacia šírka prievlaku v typickom podlaží Obr. 5.15 alebo vzťah:

$$prievlak_{zs} = \frac{l_{pole}}{2} + \frac{l_{strop}}{2} = \frac{8}{2} + \frac{2}{2} = 5m \quad (33)$$

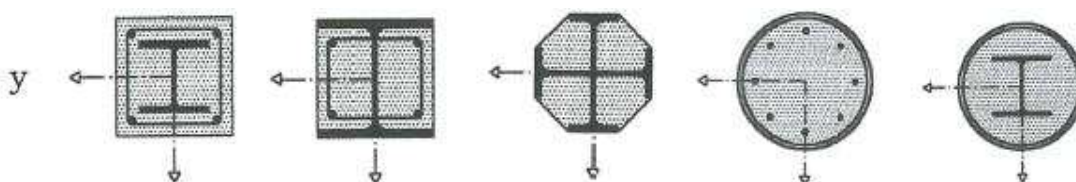
Danej problematike sa venovali aj vývojári programu SCIA Engineer do najnovšej verzie 17 a vyššie implementovali funkciu, na základe ktorej si vieme sami regulovať prerozdelenie zaťaženia betónovou doskou na oceľové nosníky a mať ho tak pod „kontrolou“. [I.5]

5.3 SPRIAHNUTÝ STĽP

Pod pojmom spriahnuté oceľobetónové stĺpy rozumieme tlačené konštrukčné prúty, v ktorých oceľová časť prierezu pôsobí spriahnuto s betónovou časťou prierezu tak, že obe časti pôsobia spriahnuto a odolávajú vonkajšiemu tlakovému pôsobeniu. Sú vhodné pri dominantnej tlakovej normálovej sile s malým ohybovým momentom, preto je vhodné umiestňovať oceľovú časť symetricky k prierezu profilu. Je veľké množstvo typov stĺpov s rôznymi prierezmi, ale rozlišujeme dva základné typy spriahnutých oceľobetónových stĺpov (pozri: Obr. 5.29):

- úplne alebo čiastočne obetónované oceľové prierezy,
- Oceľové uzavreté profily vyplnené betónom.

Prierezy zobrazené na Obr. 5.29 je možné počítať na základe podkladov normy STN EN 1994-1-1.



Obr. 5.29 Rôzne typy prierezov spriahnutých oceľobetónových stĺpov [19]

V spriahnutých stĺpoch musí byť príspevok ocele δ v rozmedzí:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (34)$$

Kde δ je daná vzťahom:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (35)$$

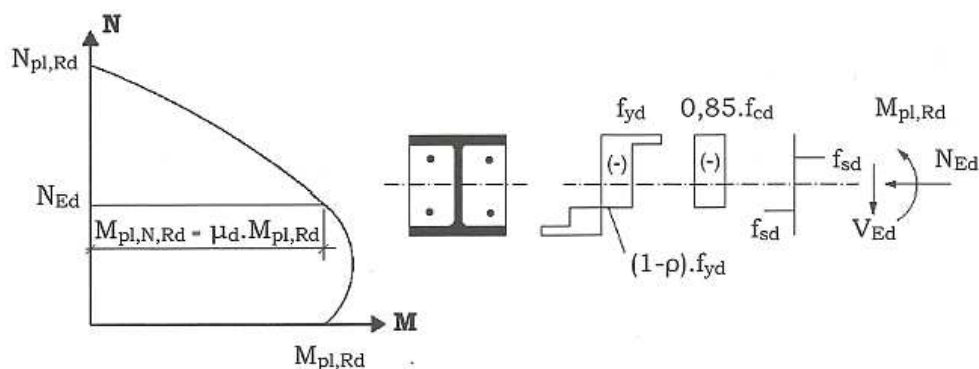
Kde vstupné hodnoty sú definované pri odolnosti prierezu v osovom tlaku. Na základe vyššie uvedených podmienok vieme definovať stĺp ako železobetónový, spriahnutý alebo oceľový.

Únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku sa určí plastickým výpočtom ako súčet únosností jeho častí:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (36)$$

Výraz sa použije pri obetónovaných a čiastočne obetónovaných oceľových profiloch. Pre duté prierezy sa súčiniteľ 0,85 nahradí 1,0. Pozdĺžna betonárska výstuž, ktorú je možné započítať k únosnosti nemá byť väčšia ako 6% plochy betónu. Ak je väčšia, započíta sa bezpečne len 6%.

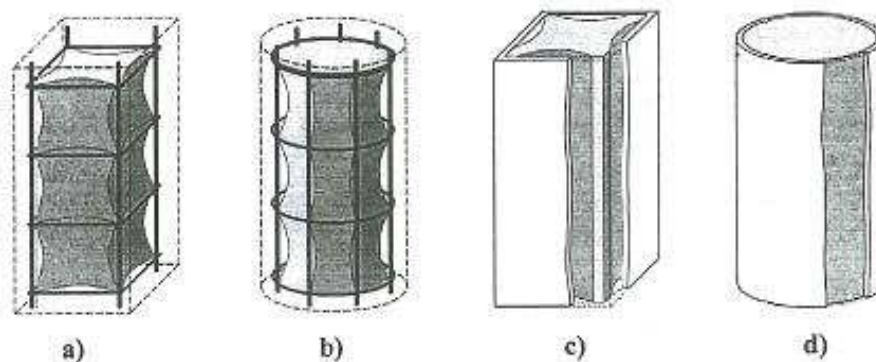
Odolnosť prierezu pri kombinácii tlaku a ohybu môžeme vypočítať za predpokladu obdĺžnikového priebehu napätia podľa Obr. 5.30. Pre meniaci sa pomer sily a momentu je možné určiť interakčnú závislosť. Interakčnú krivku je pre obvyklé prierezy možné nájsť v odbornej literatúre, prípadne ju nahradiť polygónom s bodmi A až D. Polygón je možné získať ručným výpočtom, zatiaľ čo určiť plynulú krivku je prácnejšie, dostaneme ju postupným posúvaním polohy neutrálnej osy v priereze. Závislosť, ale ide jednoducho naprogramovať.



Obr. 5.30 Interakčná závislosť pôsobenia tlaku a ohybu v jednej rovine

Pre betónom vyplnené kruhové oceľové trubky je možnosť do výpočtu zahrnúť ešte známe zväčšenie pevnosti betónu v dôsledku ovinutia. Oceľová rúra obopína betónové jadro a nahradzuje úlohu pozdĺžnej a priečnej výstuže. Kruhový prierez je tuhý, a tak sa pasívny tlak

do betónu vnáša súvisle (Obr. 5.31) po celej dĺžke. Oceľovým plášťom vzniká ťahové napätie. Je známe, že tlaková pevnosť betónu pri priestorovom tlaku je väčšia ako pevnosť betónu namáhaného osovým tlakom.



Obr. 5.31 Účinok ovinutia (pasívny tlak) v stĺpe: a), b) železobetónový stĺp, c) hranatá rúra vyplnená betónom, d) kruhová rúra vyplnená betónom [20]

Potom sa dá únosnosť v tlaku $N_{pl,Rd}$ s vplyvom ovinutia betónu pre prvky so štíhlosťou menšou ako 0,5 alebo s malou excentricitou ($e/d \leq 0,1$) použiť vzťah:

$$N_{pl,Rd} = \mu_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \mu_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (37)$$

Hodnoty súčiniteľov μ_a a μ_c sa určia podľa vzťahov, ktoré sú súčasťou normy STN EN 1994-1-1 a taktiež sú podrobne rozpísané v *Prílohe č. 9*.

Posúdenie tlačeneho stĺpu namáhaného silou N_{Ed} sa posudzuje obdobne ako pri oceľových prvkoch a to výpočtom súčiniteľa vzpernosti. V norme EN 1994-1-1 sú krivky vzpernosti a imperfekcie pre vybrané spriahnuté stĺpy. V Tab. 5-3 je zobrazený prierez na ukážku s betonárskou výstužou a s „tuhou“ výstužou.

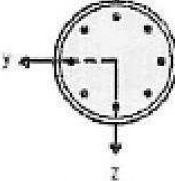
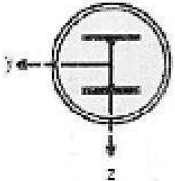
Pre overenie únosnosti stĺpu sa má použiť pružná analýza druhého rádu. Zjednodušene je to možné obísť tým, že sa pružná kritická sila vypočíta z ohybovej tuhosti $EI_{eff,II}$ podľa:

$$EI_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (38)$$

K_0 kalibračný súčiniteľ má hodnotu 0,9

$K_{e,II}$ opravný súčiniteľ má hodnotu 0,5

Tab. 5-3 Vzpernostné krivky a imperfekcie vybraného spriahnutého stĺpa [5]

Prierez	Limity	Vybočenie kolmo na os	Vzpernostná krivka	Imperfekcia prúta
kruhovú alebo pravouhlú oceľovú rúru vyplnenú betónom 	$\rho_s \leq 3 \%$	ľubovoľná	a	$L/300$
	$3 \% < \rho_s \leq 6 \%$	ľubovoľná	b	$L/200$
kruhovú oceľovú rúru s dodatočným prierezom I 		y - y	b	$L/200$
		z - z	b	$L/200$

Účinky teórie druhého rádu sa zohľadnia aj vynásobením najväčšieho návrhového ohybového momentu M_{Ed} súčiniteľom k pre koncové momenty, vypočítaným podľa vzťahu:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0 \quad (39)$$

Vzťah pre výpočet súčiniteľa β Súčiniteľ k pre imperfekcie, vypočítaný podľa vzťahu:

$$k = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \quad (40)$$

Pokiaľ je potrebné zohľadniť vplyv dlhodobých účinkov na účinnú ohybovú tuhosť, redukuje sa modul pružnosti betónu E_{cm} na hodnotu $E_{c,eff}$ podľa vzťahu:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed})\varphi_t} \quad (41)$$

φ_t Súčiniteľ dotvarovania podľa STN EN 1992-1-1; závislý na veku betónu v okamžiku posudzovania a veku betónu pri zaťažení;

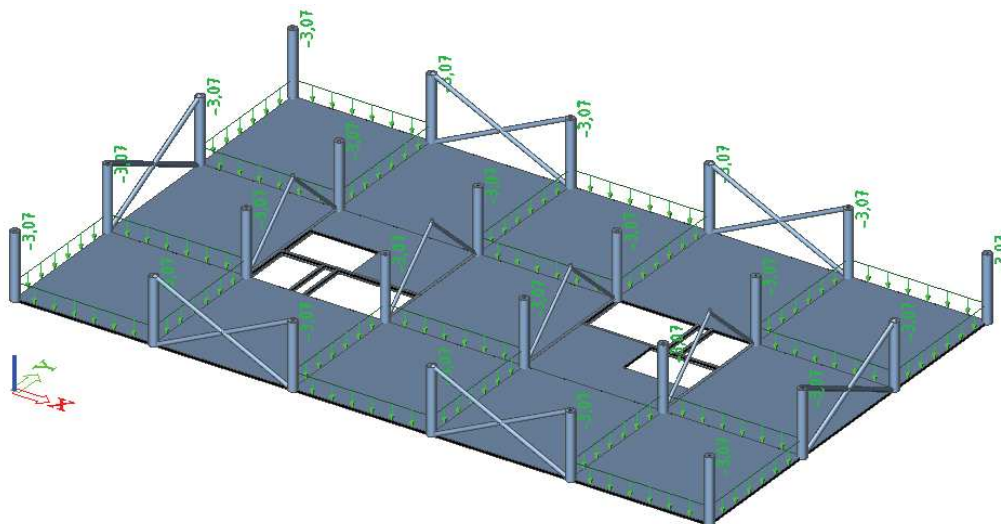
β súčiniteľ zohľadňujúci priebeh ohybového momentu po priereze podľa STN EN 1994-1-1 kap. 6.7.3.5.

5.3.1 Návrh vybraného stĺpa

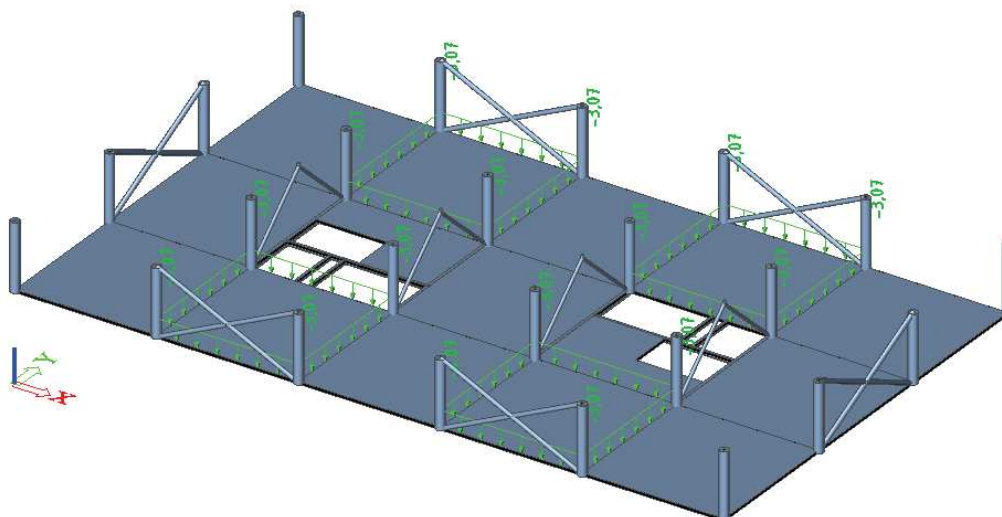
V diplomovej práci bol podrobne riešený vnútorný stĺp s maximálnou tlakovou silou, ktorý sa nachádza vo výstužnom jadre. Stĺpy sú namáhané osovou silou a dvojosovým ohybom. Predbežný návrh rozmerov stĺpov je uvedený v *Prílohe č. 3*. Stĺpy boli posudzované ručným výpočtom a v programe SCIA Engineer v 3D modeli. Z priestorového modelu konštrukcie boli získané vnútorné sily a na ich základe bol navrhnutý prierez stĺpu. V celom objekte sú navrhnuté stĺpy uzatvoreného ocelového profilu vyplnené betónom. Stĺpy spravidla prechádzajú cez minimálne 2 až 3 podlažia v závislosti od umiestnenia po výške objektu. V spodných častiach stĺpy prechádzajú cez 3 podlažia. Najdlhší stĺp meria cez 13,6 m a prechádza cez prvé tri podlažia.

5.3.2 Zaťaženie pôsobiace na stĺp

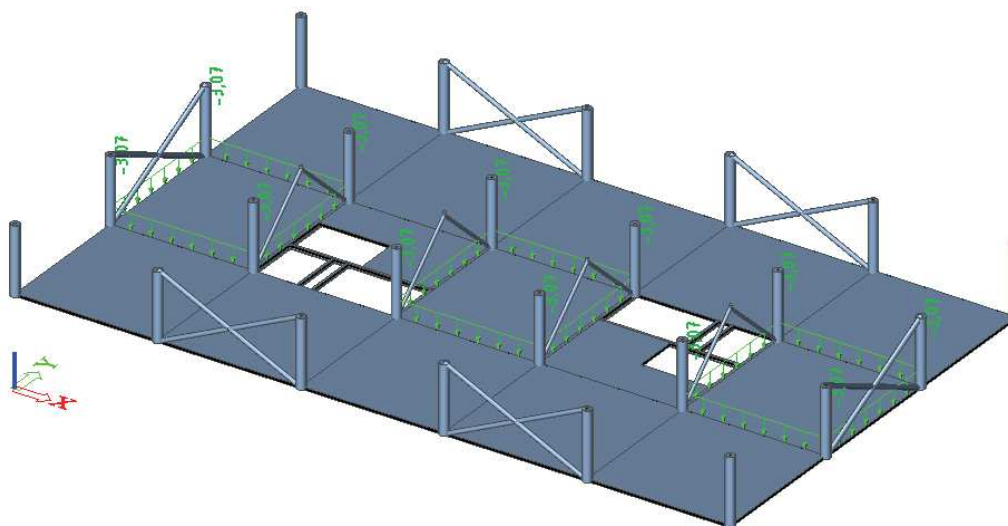
Vlastnú tiaž program generuje automaticky, na základe vytvoreného 3D modelu celého objektu. Zaťaženia sú zadávané v charakteristických hodnotách. Premenné zaťaženie typického podlažia je redukované po výške na základe vzťahu (6.2) z normy STN EN 1991-1-1 kap.6.3.1.2 (11). Premenné zaťaženie bolo do modelu zadávané šachovnicovo (aby sme získali maximálne návrhové normálové sily a ohybové momenty pre posudzovaný stĺp).



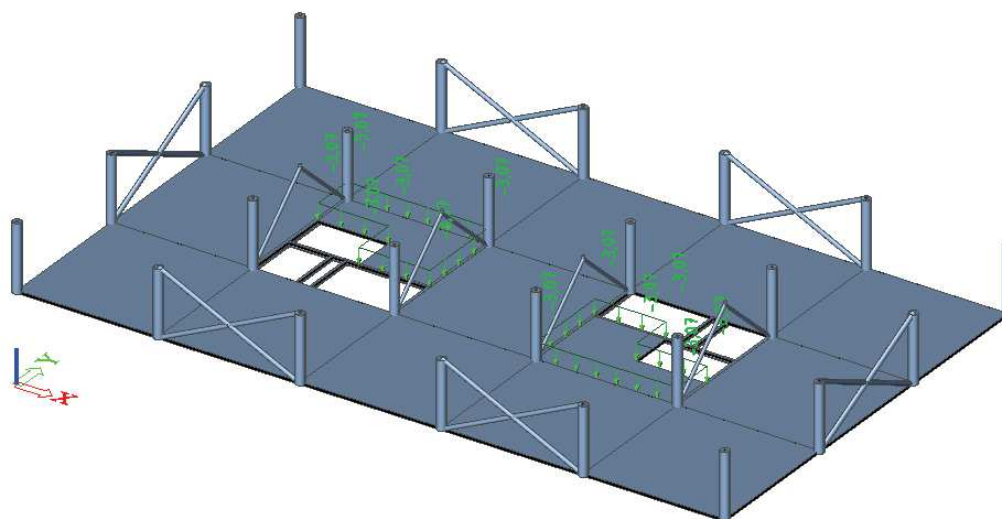
Obr. 5.32 Šachovnicové zadanie premenného zaťaženia; 1



Obr. 5.33 Šachovnicové zadanie premenného zaťaženia; 2



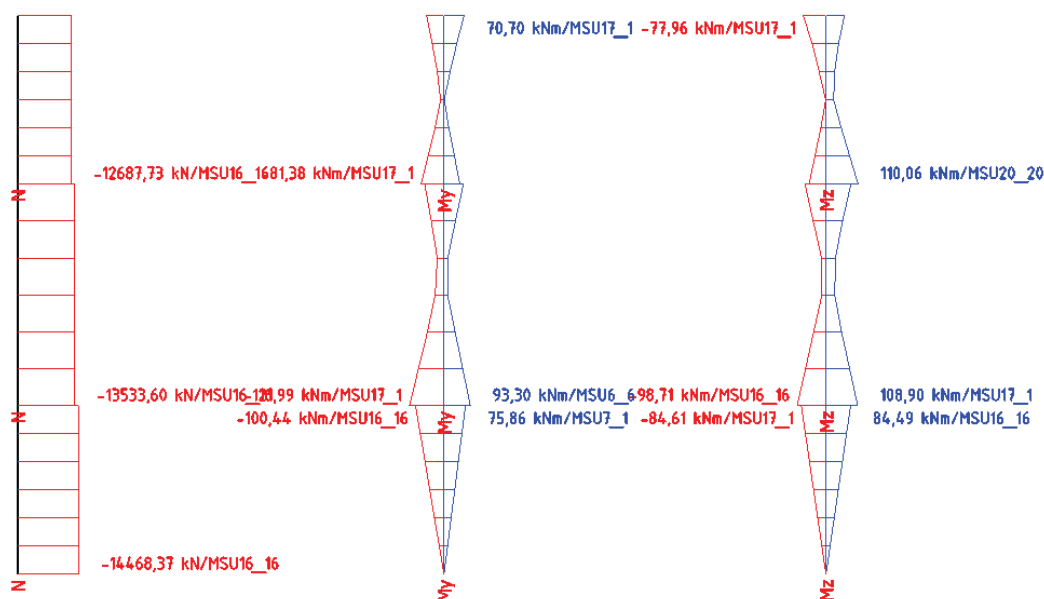
Obr. 5.34 Šachovnicové zadanie premenného zaťaženia; 3



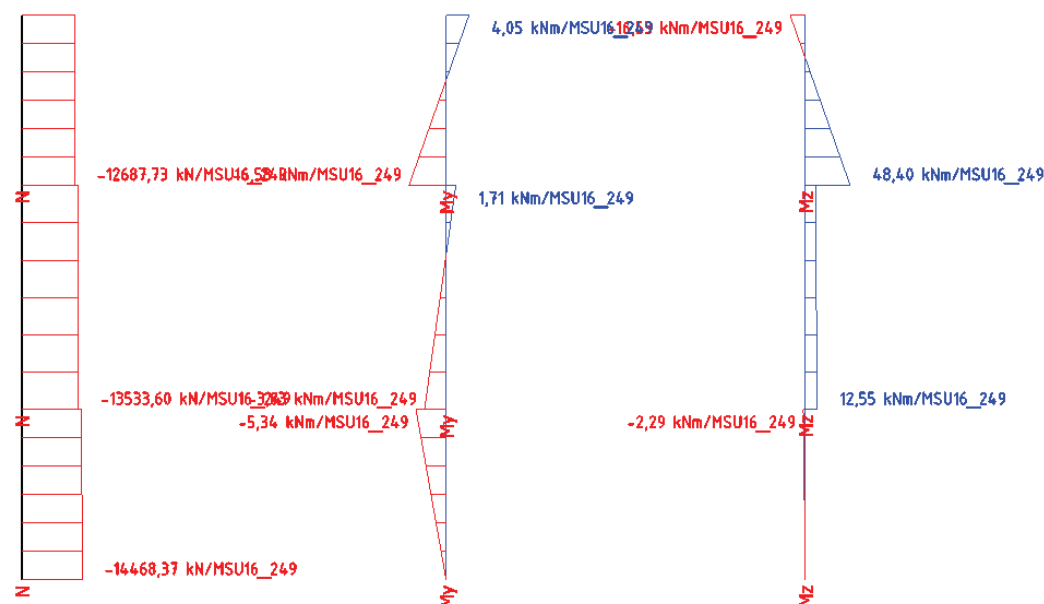
Obr. 5.35 Šachovnicové zadanie premenného zaťaženia; 4

5.3.3 Vnútorne sily na stĺpe

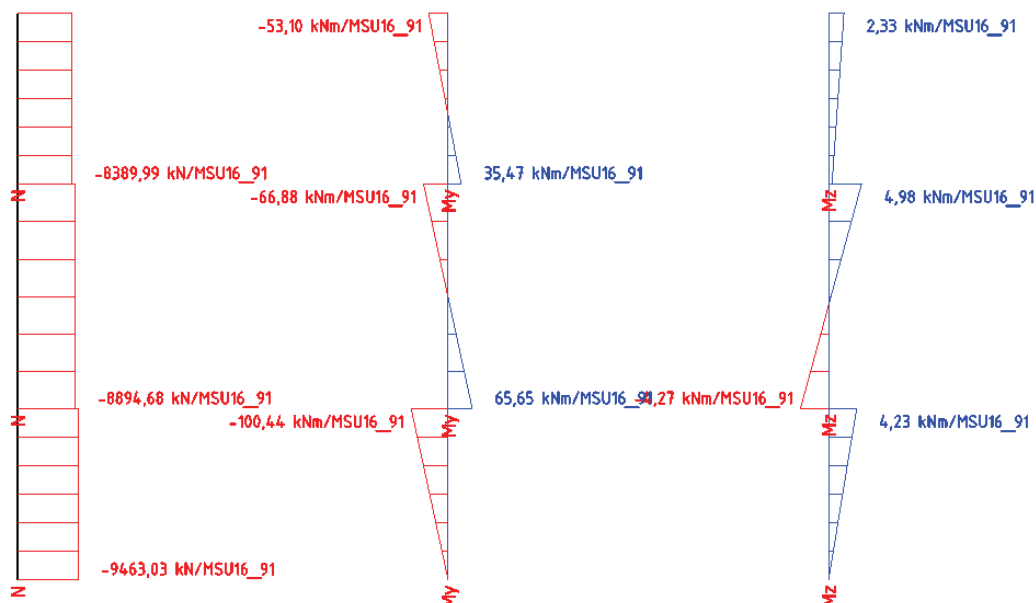
Rozhodujúce obálky a priebeh vnútorných síl na posudzovanom stĺpe sú zobrazené na Obr. 5.36 až Obr. 5.38. Rozhodujúca obálka pre maximálnu tlakovú silu je MSU 16 a rozhodujúca obálka pre maximálny ohybový moment je MSÚ 17. Obálky boli rozložené a následne získané príslušné vnútorné sily k maximálny hľadaným. Tieto kombinácie boli následne prepočítané nelineárnym výpočtom a boli získanie návrhové vnútorné sily. Stĺp bol ručne posúdený na maximálnu normálovú silu a maximálny ohybový moment.



Obr. 5.36 Obálky maximálnej normálovej sily a maximálneho momentu v smery y a x

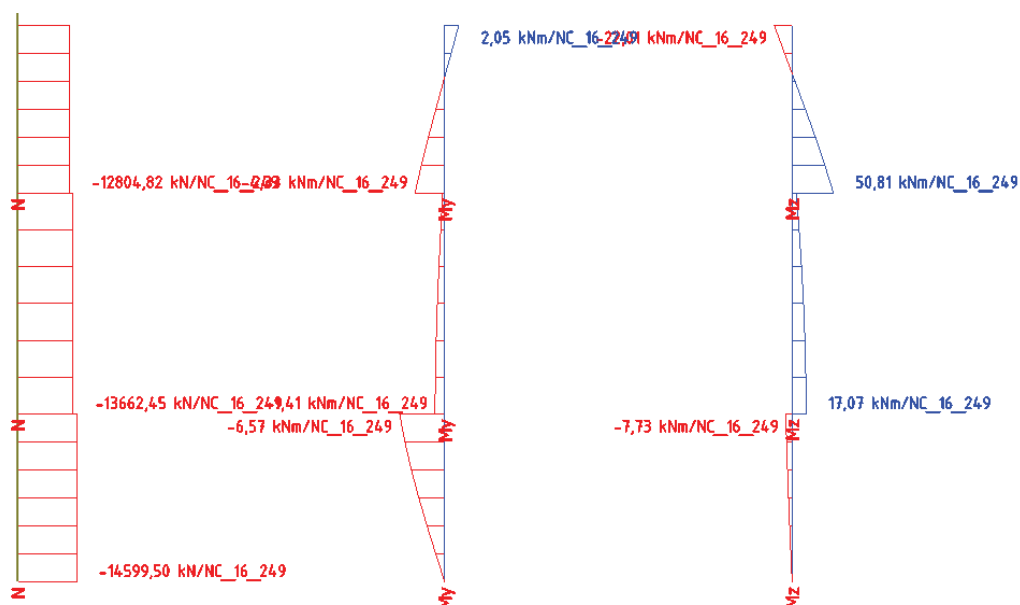


Obr. 5.37 Maximálna normálová sila príslušné ohybové momenty

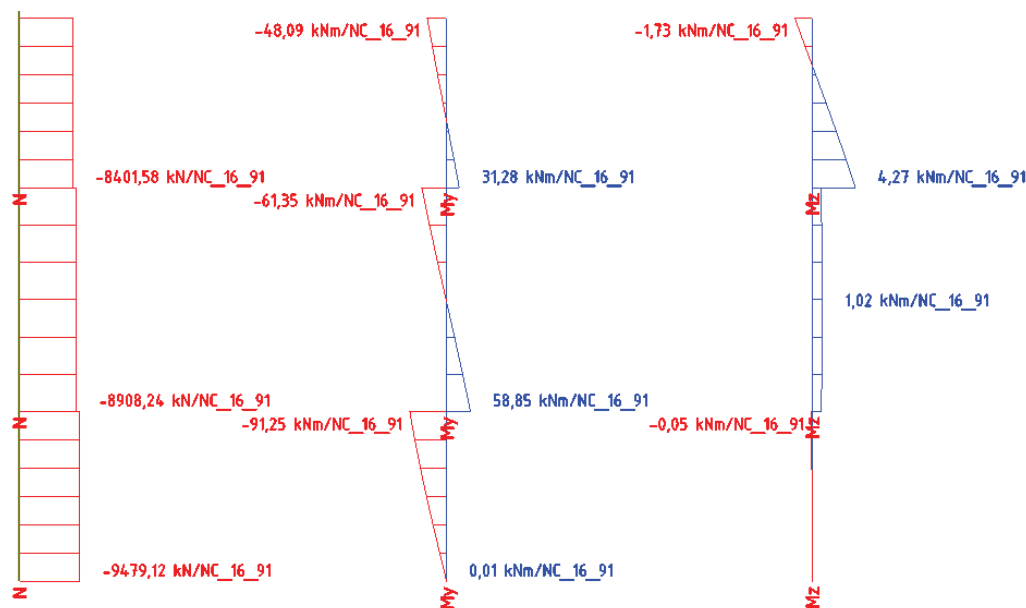


Obr. 5.38 Maximálny ohybový moment a príslušná normálová sila

Vnútrotné sily z nelineárneho výpočtu pre posudzovaný stĺp sú zobrazené na Obr. 5.39 a Obr. 5.40. Prerozdelenie vnútorných síl po nelineárnom výpočte je pre posudzovaný stĺp v celku priaznivejšie, nakoľko sa maximálny ohybový moment z NC16_91 zmenší, ale tak či tak to je najvyťaženejší stĺp konštrukcie v spodných podlažiach (vid'. Obr. 5.43) či už na maximálnu osoú silu alebo ohybový moment.



Obr. 5.39 Maximálna normálová sila po nelineárnom výpočte.



Obr. 5.40 Maximálny ohybový moment na posudzovanom stĺpe po NC

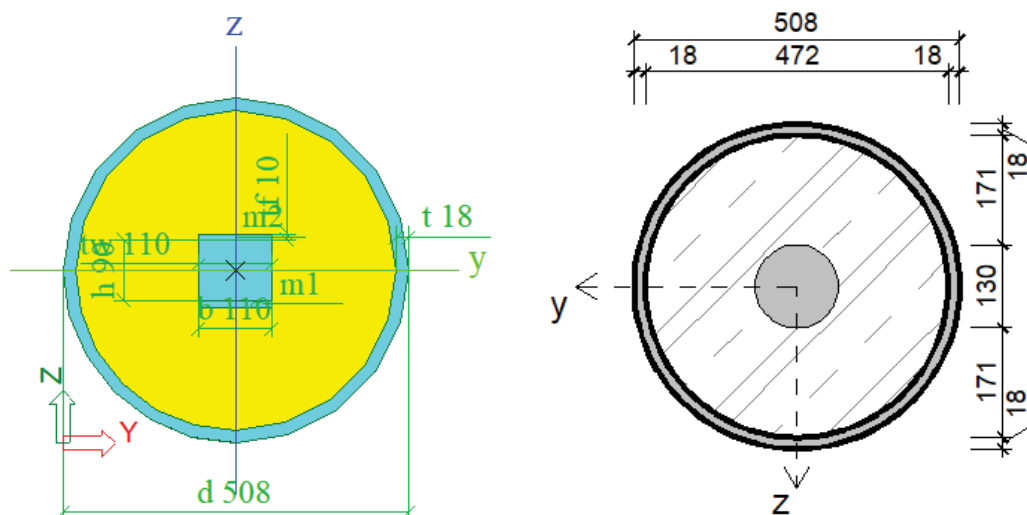
5.3.4 Posúdenie medzného stavu únosnosti

Posudzovaný stĺp v konštrukcii je po výške odstupňovaný na niekoľko prierezov. Zo spodných podlaží začína kruhový prierez dodatočne vystuženým vloženým oceľovým profilom. Postupne prechádza do štvorcového profilu. Montážne napojenie stĺpov je cez čelné dosky, konštrukčný návrh prípoja je popísaný v kap. 6.6.

Pre účely diplomovej práce bol ručne posúdený najviac namáhaný stĺp v najspodnejšom podlaží, v programe SCIA Engineer boli následne navrhnuté a posúdené ostatné prierezy stĺpov. Všetky stĺpy po výške konštrukcie vyhovujú.

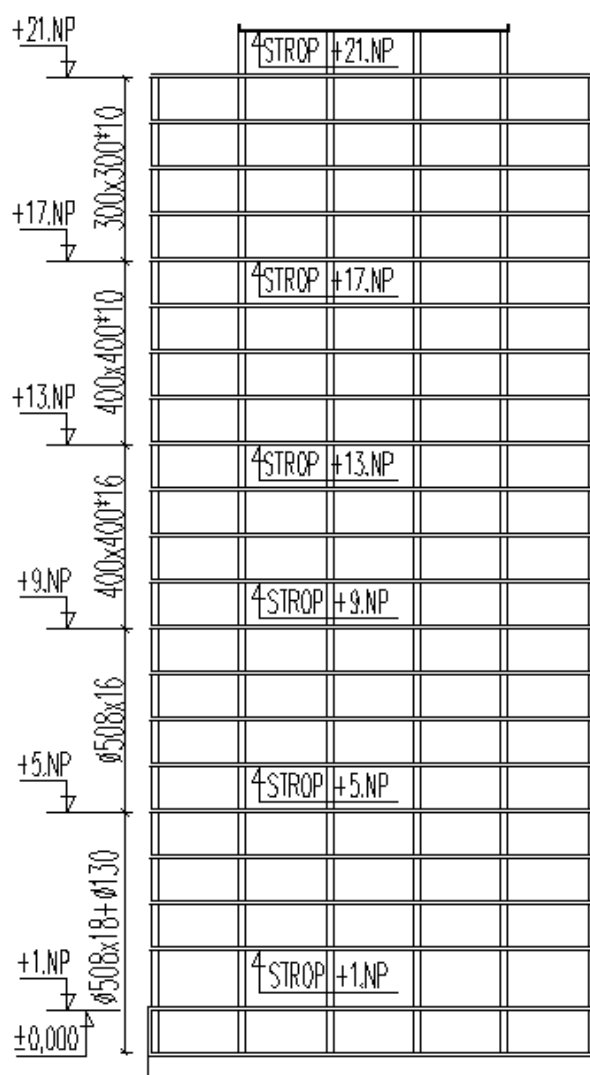
V programe SCIA Engineer nie je možné s preddefinovaných spriahnutých prierezov, stĺp vystužiť iným oceľovým prierezom, ako profilom IPE. Je možnosť ale aj s voľne definovať rozmery. Z dôvodu nutnosti mať prierez symetrický na obe osi prierezu, stĺp je vystužený oceľovou rúrou prierezu $d=130$ mm v spodných podlažiach. V programe je kruhový prierez nahradený oceľovým štvorcom s o strane 114 mm a tým sa docieli rovnaký moment zotrvačnosti výstužného prierezu ako kruhu tak aj štvorca.

$$a = \sqrt[4]{12I_{d130}} = 114\text{mm} \quad (42)$$

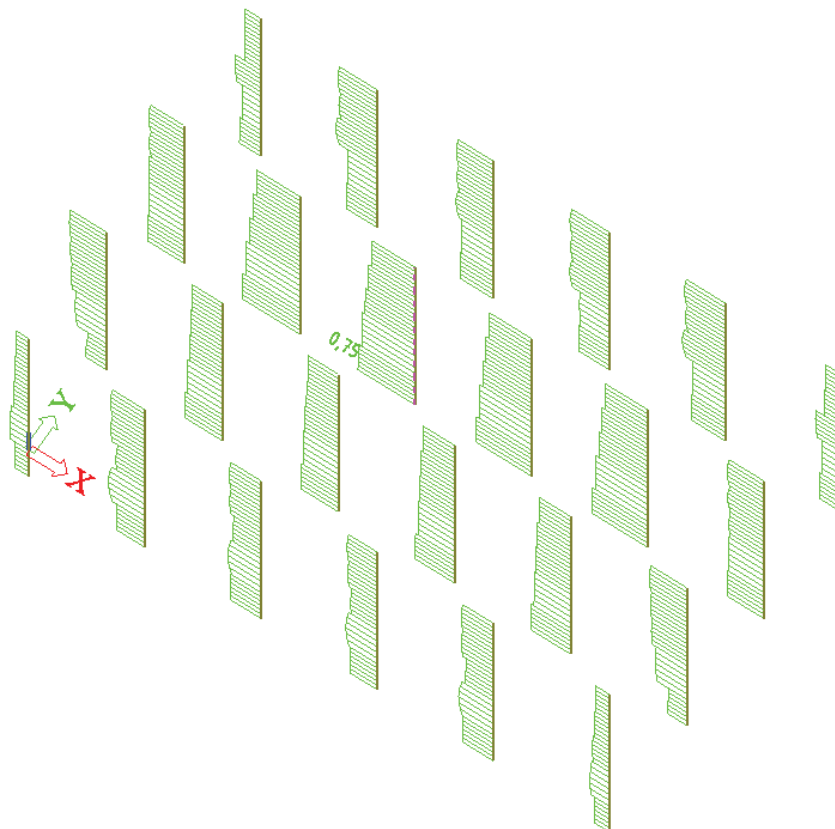


Obr. 5.41 Prierez zadany v programe SCIA Engineer a uvažovaný prierez

Navrhnuté prierezy stĺpov po výške objektu:



Obr. 5.42 Navrhnuté prierezy stĺpov po výške objektu



Obr. 5.43 Využitelnosť spodných stĺpov na MSÚ po nelineárnom výpočte.

Na základe návrhu z *Prílohy č. 3*, vieme konštatovať, že predbežný návrh na tlakovú silu bol dostatočný, ale čo sa týka v globálnej analýze nedostatočný najmä v kombinácii tlakovej sily s dvojosím ohybovým momentom. Podrobné posúdenie s výpočtami a posúdeniami vybraného stĺpa sa nachádza v *Prílohe č. 9* a *Prílohe č. 10*.

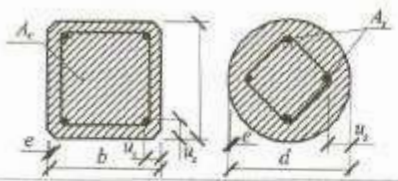
5.3.5 Posúdenie medzného stavu používateľnosti

Stĺpy sa na MSP posudzovali v globále, a to tak, že sa kontrolovala celková vodorovná výchylka objektu a vzájomná výchylka podlaží. Na základe vyhovujúceho posúdenie vyššie zmienených kritérií nie je nutné ďalšie posúdenie stĺpov na medzný stav používateľnosti.

5.3.6 Požiarna odolnosť rúry vyplnenej betónom – tabuľkové posúdenie

V rámci diplomovej práce bol posúdený vybraný stĺp v najspodnejšom podlaží tabuľkovým posúdením. Na základe pomeru zaťaženia pri mimoriadnej návrhovej a bežnej návrhovej situácii a zatriedenia prierezu podľa tabuľky, sa určila minimálna požiarna odolnosť spriahnutej rúry vyplnenej betónom. Pre tabuľkové posúdenie je potrebné splniť určité podmienky, ako pomer priemeru prierezu k hrúbke steny alebo minimálne stupne vystuženia.

Tab. 5-4 Požiadavky na dutý stĺp vyplnený betónom

		Normová požárna odolnosť				
$b/e \geq 25$ $d/e \geq 25$		R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
1	Minimálne rozmery pro úroveň zatížení $\eta_{fi,t} \leq 0,28$					
1.1	Minimální h a b nebo minimální d , v mm	160	200	220	260	400
1.2	Minimální vyztužení $A_s / (A_c + A_s)$ v %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Minimální vzdálenost výztuže u_s , v mm	-	30	40	50	60
2	Minimálne rozmery pro úroveň zatížení $\eta_{fi,t} \leq 0,47$					
2.1	Minimální h a b nebo minimální d , v mm	260	260	400	450	500
2.2	Minimální vyztužení $A_s / (A_c + A_s)$ v %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Minimální vzdálenost výztuže u_s , v mm	-	30	40	50	60
3	Minimálne rozmery pro úroveň zatížení $\eta_{fi,t} \leq 0,66$					
3.1	Minimální h a b nebo minimální d , v mm	260	450	550	-	-
3.2	Minimální vyztužení $A_s / (A_c + A_s)$ v %	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	Minimální vzdálenost výztuže u_s , v mm	25	30	40	-	-

Na základe *Prílohy* č. 8 a predchádzajúcich posúdení spriahnutých prierezov a ich pomerov zaťaženia sa dá predpokladať totožný pomer a to:

$$\mu_{fi,t} = 0,52 \quad (43)$$

Tento pomer tesne nespĺňa stredné, priaznivejšie kritérium. Prierez by tabuľkovým posúdením vyhovoval len na R 60 a na základe *Prílohy* č. 7 je potrebná minimálna odolnosť na R120 pre podzemné a R90 pre nadzemné podlažia. Tak by bolo vhodné posúdiť prierez podrobnejšie. Program SCIA Engineer posúdenie daného prierezu nepodporuje. V rámci diplomovej práce nie je potrebné podrobné ručné posúdenie stĺpa.

5.4 STUŽENIE OBJEKTU

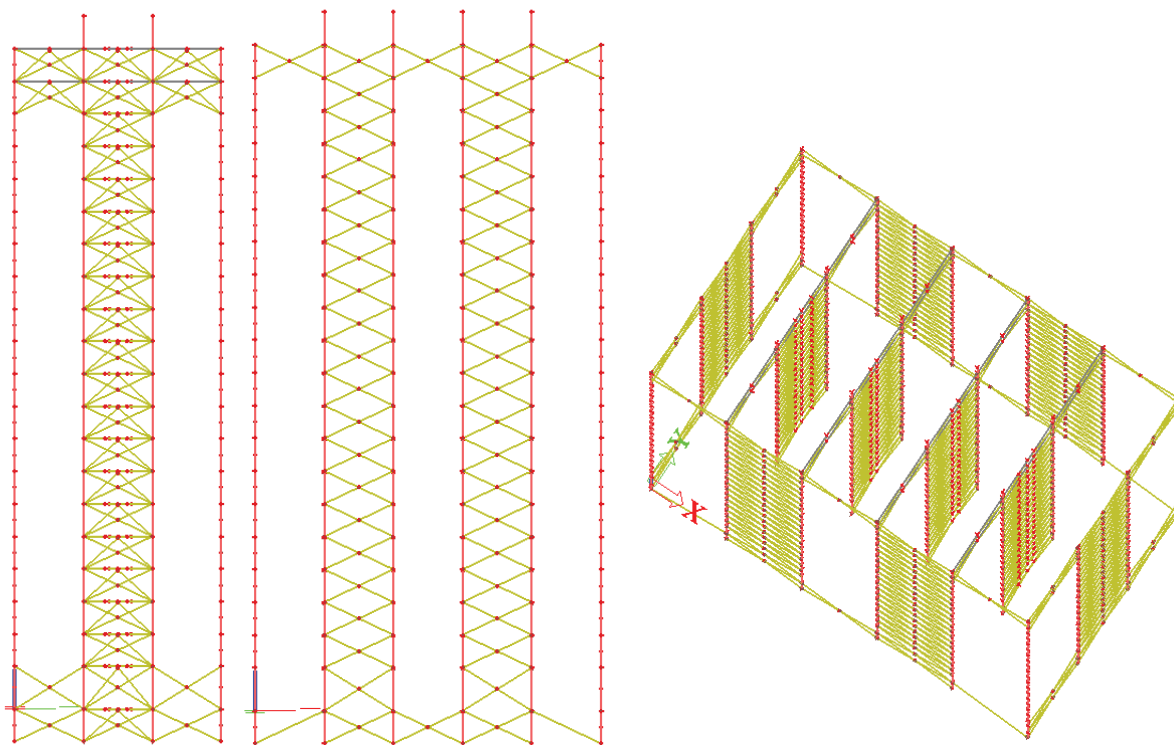
Samotnému návrhu rozmiestnenia stužidiel pre náš objekt predchádzal teoretický rozbor nosných systémov vysokých budov, ktorých súčasťou je aj stuženie zachytávajúce vodorovné účinky zaťaženia od vetra alebo od účinkov seizmicity. Vid'. napríklad kap. 1.2, kap. 1.4 alebo [12].

5.4.1 Návrh stuženia objektu

Samotnému návrhu rozmiestnenia stužidiel pre konkrétny objekt predchádzal teoretický rozbor nosných systémov vysokých budov vid'. napríklad kap. 1.2, kap. 1.4 alebo [12].

Stuženie objektu bolo navrhnuté tak, aby za žiadnych okolností nevznikala ťahová reakcia v stĺpe. Konečnému počtu stužidiel a ich rozmiestneniu predchádzala analýza rozmiestnenia stuženia kde medzi sledované faktory patrili nárast osovej sily v stužení, maximálne vychýlenie objektu v najvyššom podlaží, počet stužidiel a prípadná záporná reakcia. Konečné rozmiestnenie stužidiel podliehalo dispozičným, architektonickým požiadavkám a v neposlednom rade nutnosti priechodov v stužujúcich rovinách.

Počas analýzy bolo stuženie z rovnakého prierezu v celom objekte, po nájdení vhodnej varianty nasledovalo nadimenzovanie konkrétnych prvkov, overenie únosnosti jednotlivých prvkov stuženia a celkovej výchylky objektu, proces sa opakoval dovtedy, kým všetky prvky nemali dostatočnú únosnosť a výchylka bola v súlade s normovými požiadavkami. Prierezy stužidiel boli po výške rozdelené ako stĺpy.



Obr. 5.44 Pohľady a perspektíva konečnej varianty zvislého stuženia

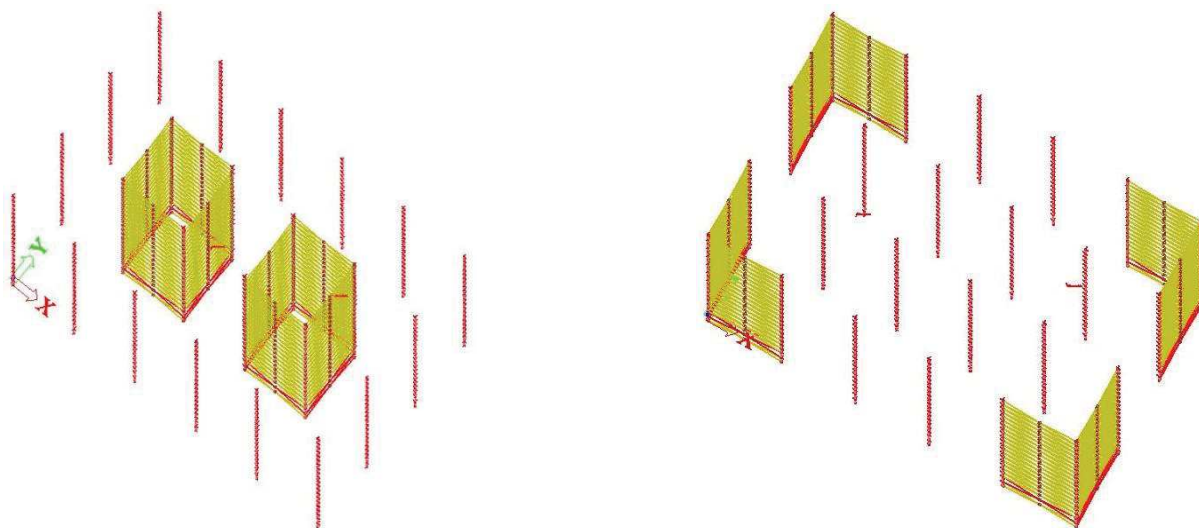
Výsledky analýzy stužidiel sú v Tab. 5-5. Jednotlivé varianty sú popísané pod tabuľkou a vybrané varianty sú zobrazené aj graficky. Na Obr. 5.45až Obr. 5.47 sú postupne zobrazené varianty z analýzy stužidiel.

Tab. 5-5 Výsledky analýzy stužidiel – rozhodujúce stuženie 9.1

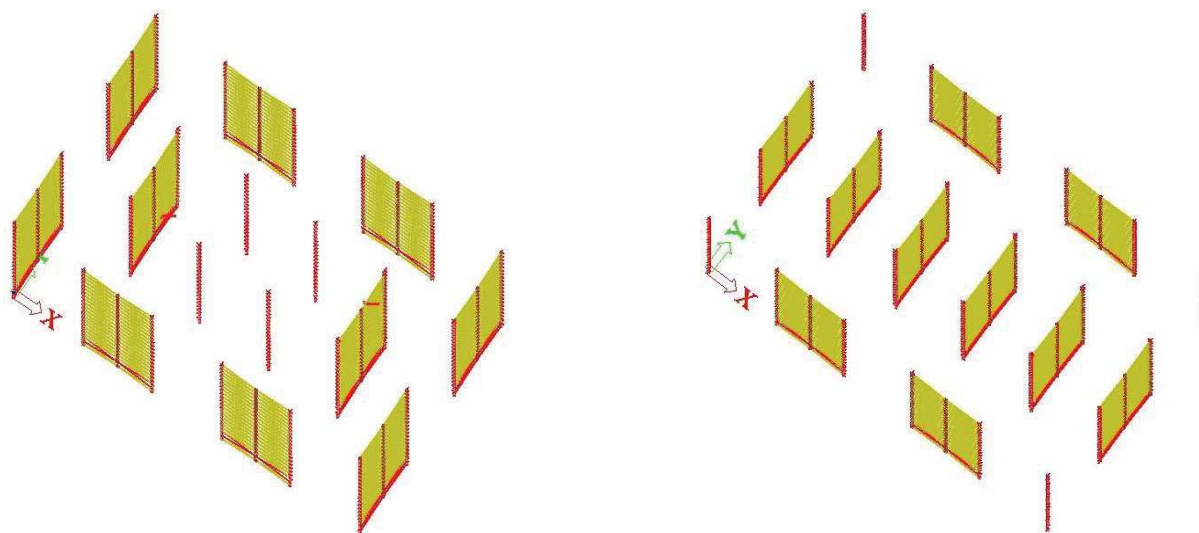
Variant	Vodorovný posun vo vrchole		Počet stužidiel na splnenie H/500		smer X						Smer Y						Záporná reakcia	
	smer x	smer y	smer X	smer y	N. vrchol		N. stred		N. základ		N. vrchol		N. stred		N. základ		smer X	smer Y
			162	162	Ťah	Tlak	Ťah	Tlak	Ťah	Tlak	Ťah	Tlak	Ťah	Tlak	Ťah	Tlak	Ťah	Ťah
	mm	mm	-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	132,2	233,4	4	4	60	-70	190	515	335	995	25	35	375	700	655	1380	-	-1720
2	133,0	207,0	4	4	125	-160	280	-465	450	-750	130	-140	455	645	785	1110	-	-3975
3	142,3	158,0	4	6	50	-65	230	-400	410	-790	125	-160	330	-600	490	-1070	-	-2360
4	142,7	170,4	4	6	50	-70	230	-400	410	-790	55	-90	295	-655	430	1070	-	-1370
5	107,8	127,6	4R	8	1070	-1095	250	-410	420	800	105	140	275	-505	345	-920	-	-1270
6	98,1	126,7	4RR	8+	740	-785	260	-415	420	-805	105	-145	275	-505	410	-860	-	-1165
7	76,6	95,9	4T	6T	830	-860	265	-390	360	-720	1200	-1230	305	-505	400	-770	-	-365
8	76,6	89,8	4T	6T_TT	830	-860	265	-390	360	-720	1200	-1230	305	-505	400	-720	-	-
9	76,6	79,0	4T	6TT_TT	830	-860	265	-390	360	-720	925	-895	310	-495	390	-705	-	-
9,1	76,9	79,0	4T	6TT_VV	845	-865	260	-400	355	-730	925	-895	310	-500	390	-705	-	-
10	76,6	66,8	4T	6S	830	-860	265	-390	360	-720	965	-995	970	-1235	365	-680	-	-
11	76,5	77,2	4T	6SS	810	-845	265	-400	360	-720	1150	-1185	1070	-1225	375	-700	-	-

Legenda:

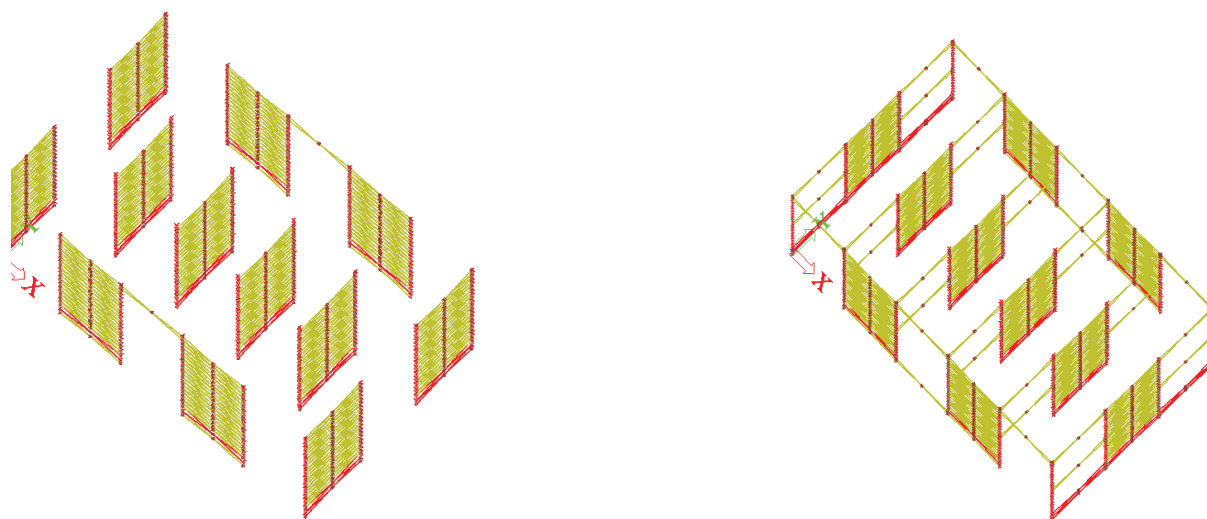
- R - rámové stuženie
- RR - rámové stuženie v dvoch radách
- T - stuženie v tvare T
- TT - stuženie v tvare T v dvoch radách
- S - stuženie v tvare kríža
- VV - stuženie v tvare T v dvoch radách s "V" stužením



Obr. 5.45 Variant 1 a 2



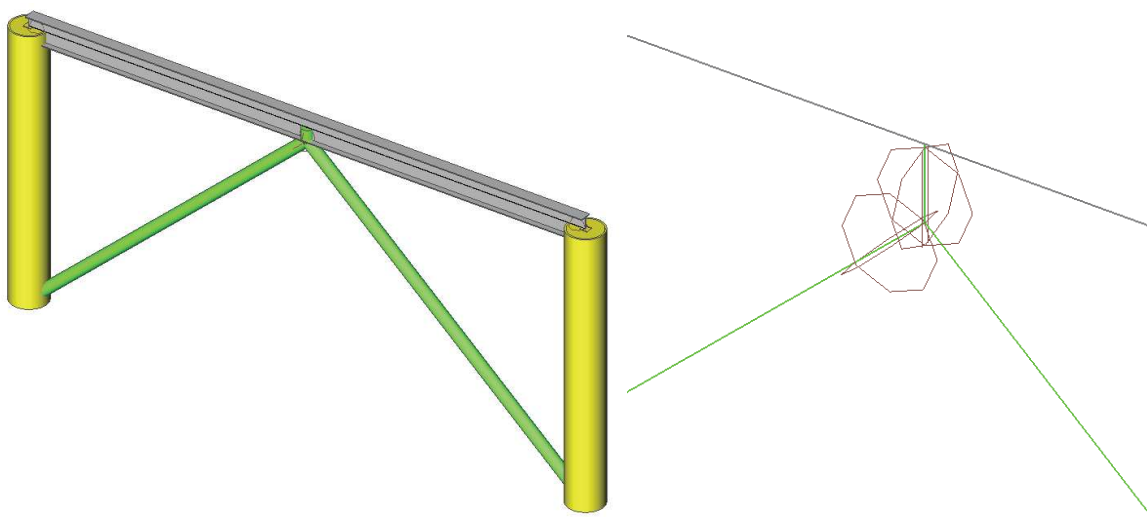
Obr. 5.46 Variant 3 a 4



Obr. 5.47 Variant 5 a 10

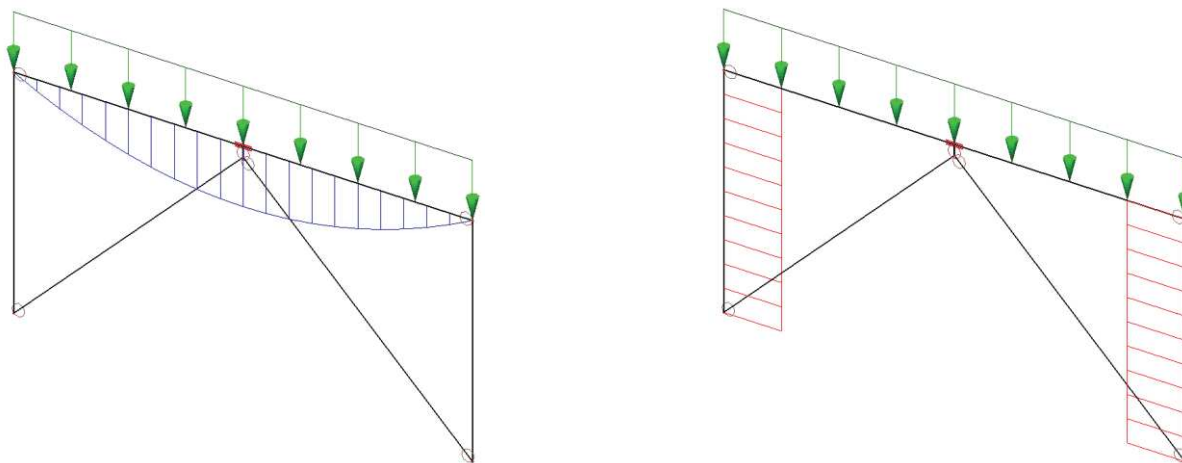
V objekte sa nachádza stuženie v tvare obráteného „V“ s ohľadom na dispozičné riešenie. Na obode sa nachádza krížové stuženie plniace predovšetkým architektonický prvok objektu.

Stuženie v tvare obráteného „V“ je konštrukčne navrhnuté obdobne ako brzdné stužidlo pri žeriavových dráhach. To znamená, že sa nepodieľa na prenose zvislých zaťažení ale len vodorovných zaťažení.

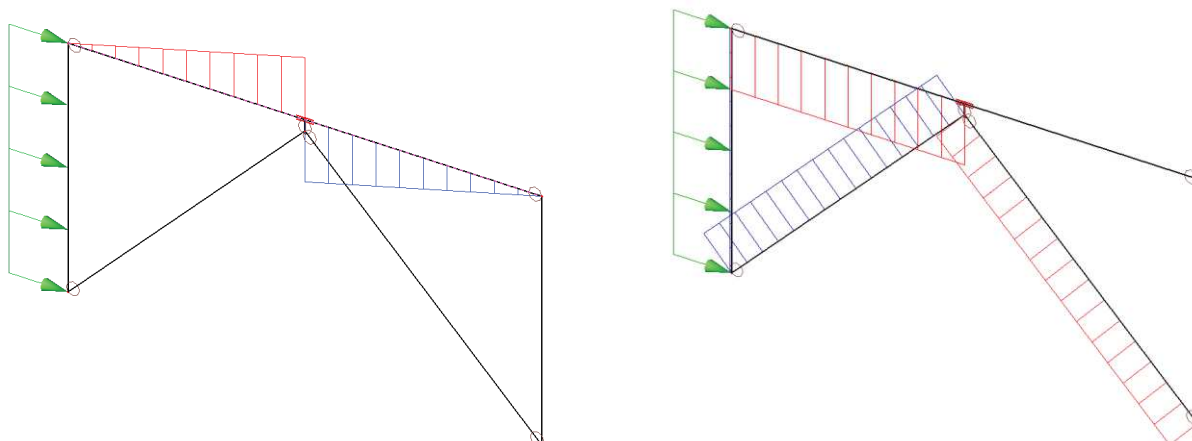


Obr. 5.48 Stužidlo v tvare obráteného tvaru „V“ vymodelované v programe SCIA Engineer

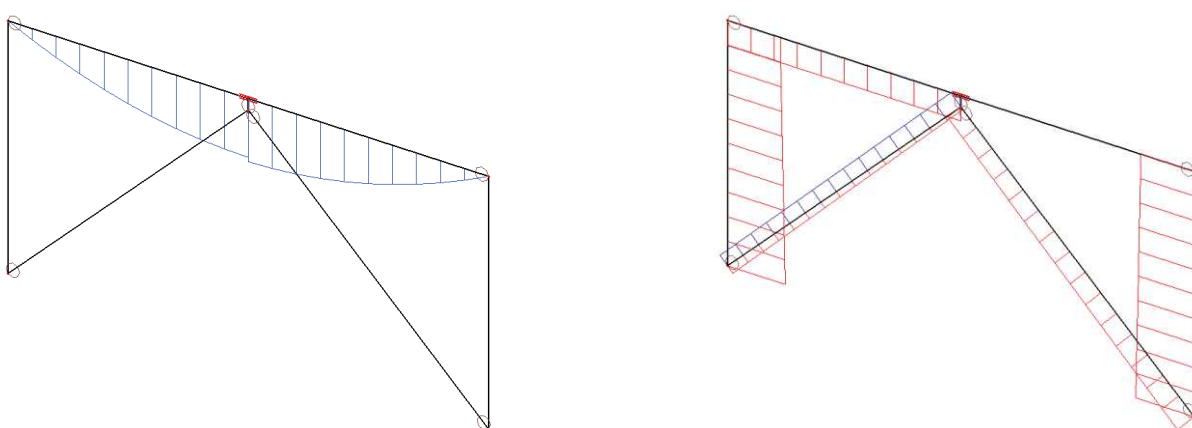
Stuženie bolo v modeli vymodelované cez tuhy prvok pripojený na prievlak s posuvným kĺbom vo zvislom smere. Dĺžka tuhého prútu vychádzala z konštrukčného riešenia prípoja a to tak aby korešpondovala s excentricitou kĺbovo pripojených stužidiel. Funkčnosť stužidla bola overená na jednoduchom modeli vid' Obr. 5.48 Z Obr. 5.49 až Obr. 5.51 sú zrejmé ohybové momenty na prievlaku a prenos osových síl po konštrukcii. Vypojením stužidiel z prenosu zvislého zaťaženia sa docieli funkčnosť systému.



Obr. 5.49 Zvislé zaťaženie a vnútorné sily na konštrukcii

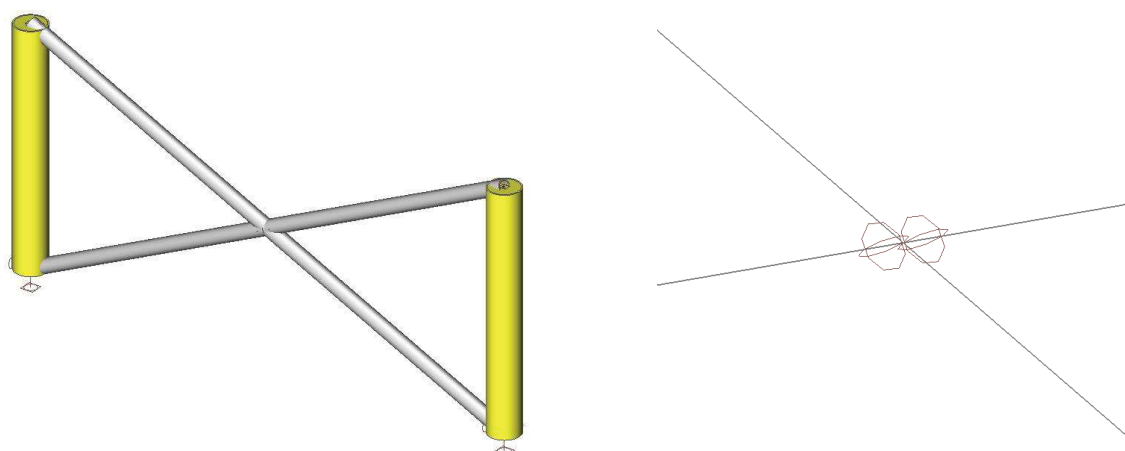


Obr. 5.50 Vodorovné zaťaženie a vnútorné sily na konštrukcii (moment je zväčšený)



Obr. 5.51 Kombinácia zaťaženia na konštrukcii a potvrdená funkčnosť systému

Na obvode konštrukcie sa nachádza stuženie v tvare „X“ je vyhotovené z priebežného prvku, na ktorý sú pripojené ďalšie dva prvky. Všetky prvky sú pripevnené kĺbovo a prenášajú len osové sily. Navrhnuté stužidlá v objekte prenášajú ťah aj tlak. Výhodou tohto stuženia je, že je tuhšie ako stužidlo pôsobiace len v ťahu. Prípoje stuženia sú posúdené v kap. 6.



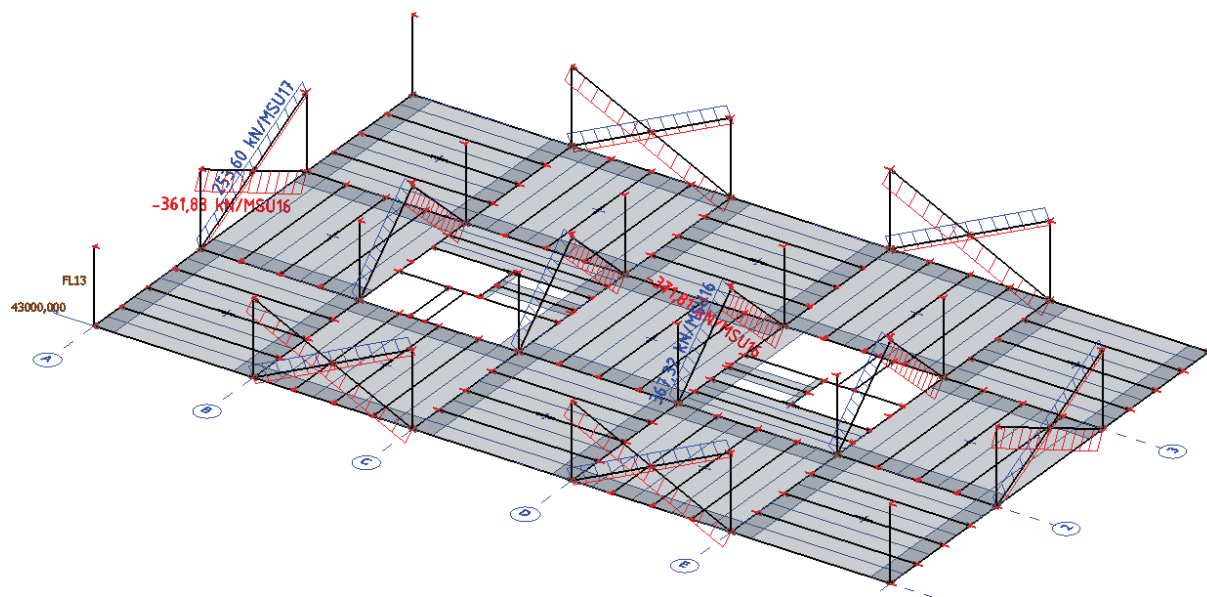
Obr. 5.52 Krížové stuženie na obvode

Stuženie prenáša vodorovné účinky zaťaženia z konštrukcie bezpečne až do základov. Vodorovné zložky zaťaženia, ktoré pôsobia na konštrukciu sú od vetra, a imperfekcií. Kombinácie zaťažení platia z 3D modelu a sú podrobne popísané v predchádzajúcich kapitolách (viď. kap. 4.1).

Názov	Typ	Zaťažovacie stavy	Súč. [-]
<i>*Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia* *Študentská verzia*</i>			
MSU16	Obálka - únosnosť	LC1 - Vlastná hmotnosť	1,15
		LC1_suchý betón - vlastná tiaž suchého betónu pre LC1	1,15
		LC2 - Ostatné stave - typické podlažie	1,15
		LC4 - Ostatné stave - strecha 1	1,15
		LC5 - Ostatné stave - strecha 2	1,15
		LC6 - Ostatné stave - obvodový plášť	1,15
		LC7 - Premenné zaťaženie - typické podlažie	1,05
		LC8 - Premenné zaťaženie - vstupná hala	1,05
		LC11 - Premenné zaťaženie - vietor v smere X	1,50
		LC12 - Premenné zaťaženie - vietor v smere Y	1,50
		LC13 - Imperfekcia_stave	1,15
		LC14 - Imperfekcia_premenne	1,05
MSU17	Obálka - únosnosť	LC1 - Vlastná hmotnosť	1,00
		LC1_suchý betón - vlastná tiaž suchého betónu pre LC1	1,00
		LC2 - Ostatné stave - typické podlažie	1,00
		LC4 - Ostatné stave - strecha 1	1,00
		LC5 - Ostatné stave - strecha 2	1,00
		LC6 - Ostatné stave - obvodový plášť	1,00
		LC7 - Premenné zaťaženie - typické podlažie	1,05
		LC8 - Premenné zaťaženie - vstupná hala	1,05
		LC11 - Premenné zaťaženie - vietor v smere X	1,50
		LC12 - Premenné zaťaženie - vietor v smere Y	1,50
		LC13 - Imperfekcia_stave	1,00
		LC14 - Imperfekcia_premenne	1,05

Obr. 5.53 Rozhodujúce obálky pre medzný stav únosnosti stužidiel

Stuženie je kĺbovo pripojené na stĺp a prenáša len osové sily. Vnútorne sily boli prevzaté z 3D modelu konštrukcie. Na základe obálok kombinácií boli získané návrhové sily na stužení v ťahu a v tlaku. Na Obr. 5.54 sú zobrazené vnútorné sily v stužidlách v úrovni posudzovaného typického podlažia. Rozhodujúce obálky sú 16 a 17 sú zobrazené na Obr. 5.53.



Obr. 5.54 Vnútorne sily na stužení

5.4.4 Posúdenie medzného stavu únosnosti

Stužidlá boli v celom objekte navrhnuté na únosnosť cca 60%, čo vzhľadom na súčiniteľ vzpernosti a kritickú silu zabezpečilo stabilitné číslo väčšie ako dva. Pomerná štíhlosť prvkov stuženia nie je väčšia ako 200 a vzperné dĺžky prútov pre vybočenie v rovine a z roviny sa rovnajú systémovým dĺžkam prútov. V Tab. 5-6 je zobrazené ručné posúdenie tlačných prútov stuženia. Vzperné dĺžky prútov boli zadané aj do numerického modelu a posúdenie programom sa zhodovalo ručným posúdením. Kompletné posúdenie prvkov stuženia je v *Prílohe č. 11*.

Plocha prierezu

$$A = \pi \times (R^2 - r^2)$$

Moment zotrvačnosti

$$I = \frac{1}{4} \pi \times (R^2 - r^2)$$

Súčiniteľ vzpernosti

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad \chi = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \quad \chi \leq 1,0$$

Pomerná štíhlosť

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda_{y,z}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Štíhlosť

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{\sqrt{I_{y,z}/A}}$$

Obr. 5.55 Potrebné vzťahy pre posúdenie tlačného prvku s účinkami vzperu

Tab. 5-6 Ručné posúdenie tlačných prútov

Prut	N_{Ed} [kN]	Profil		L [mm]	Lcr/L	Lcr [mm]	A [mm ²]	I [mm ⁴]	$\bar{\lambda}$	ϕ	Ncr [kN]	λ	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$
13	-385	219,1	11	8850	1	8850	7191	3,9E+07	1,572	1,88	1033	120	0,34	877	0,44
13	-330	159,0	10	5600	1	5600	4681	1,3E+07	1,388	1,59	862	106	0,42	704	0,47

5.4.5 Posúdenie medzného stavu použiteľnosti

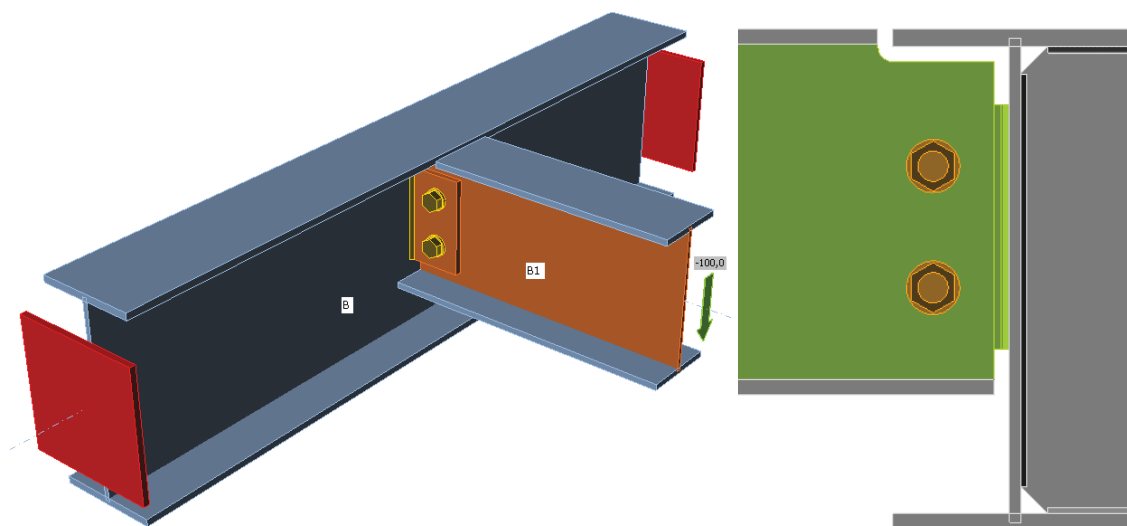
Stuženie sa na MSP posudzovalo v globále, a to tak, že sa kontrolovala celková vodorovná výchylka objektu a vzájomná výchylka podlaží. Na základe vyhovujúceho posúdenie vyššie zmienených kritérií nie je nutné ďalšie posúdenie stuženia na medzný stav použiteľnosti.

6 NÁVRH A POSÚDENIE SPOJOV

6.1 STROPNICA - PRIEVLAK

Stropnica je na prievlak pripojená pomocou privareného plechu hr. 10 mm. Stojina prievlaku je z druhej strany vystužená výstuhou o hrúbke 6mm. Výstuha je privarená k prievlaku zvarom vysokým 3mm a prípojný plech stropnice na stojinu prievlaku je privarený 5mm vysokým zvarom. Samotný prípoj je prevedený pomocou dvoch skrutiek M20 8.8. Na stropnici je odpálená vrchná časť pásnice, tak aby horné hraný prvkov boli v jednej rovine.

Prípoj je posúdený v programe IDEA StatiCa 8 na návrhové vnútorné sily z ručného výpočtu aj z numerického modelu. Rozhodujúce vnútorné sily sú z ručného výpočtu.

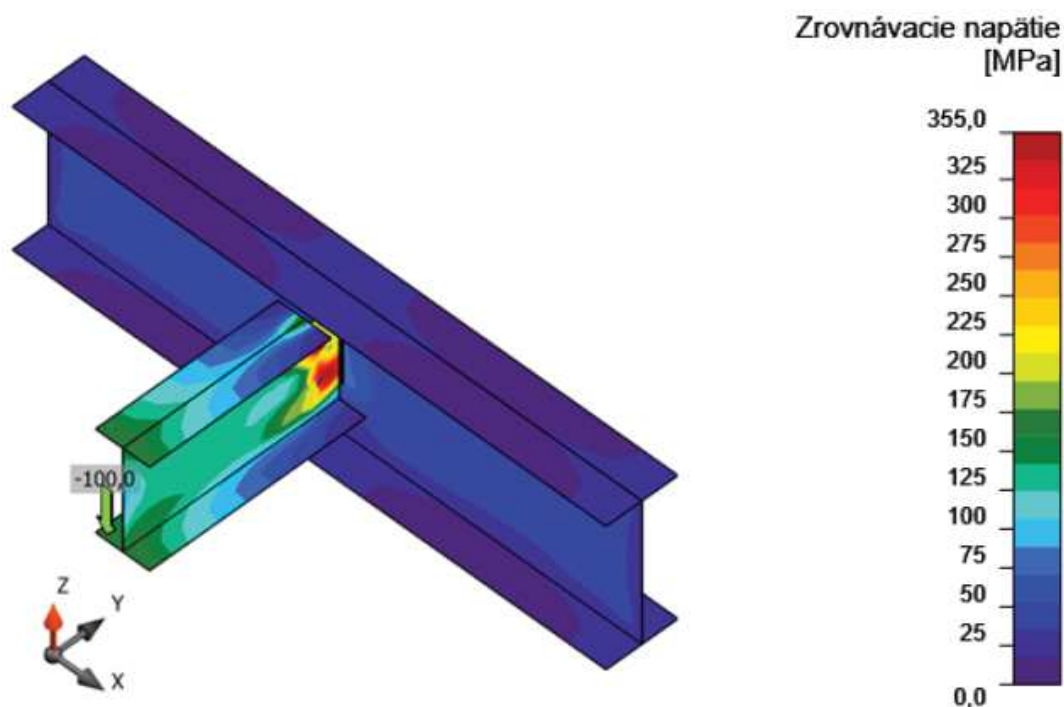


Obr. 6.1 Posúdenie prípoja stropnice na prievlak v programe IDEA StatiCa 8.

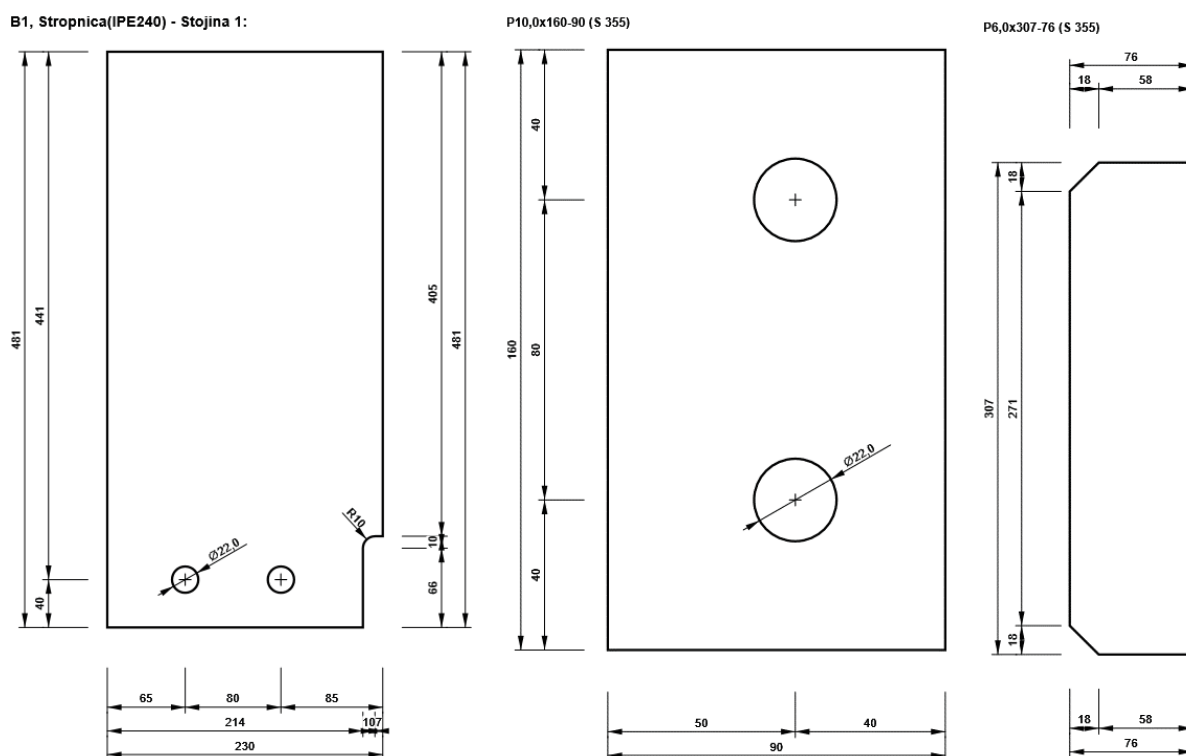
Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Ručný výpočet	B1	Koniec	0	0,0	0,0	-100,0	0,0	0,0	0,0
SCIA Engineer	B1	Koniec	0	1,3	0,0	-67,0	0,0	0,0	0,0

Obr. 6.2 Účinky zaťaženia na stropnici



Obr. 6.3 Zrovnávanie napätia na prípoji stropnica – prievlak



Obr. 6.4 Rozmery a tvar konštrukčných úprav na prvkoch prípoja

6.1.1 Ručné posúdenie prípoja

Prípoj bude vzorovo posúdený ručným výpočtom, ktorý bude obsahovať základné posúdenia skrutiek a zvarov.

Prípoj - stropnica - prievlak; ručný výpočet

Návrh plechu stropnica

Hrúbka stojiny stropnice 6,2 mm

Hrúbka plechu: 8,0 mm

Výška plechu: 160 mm

Dĺžka plechu: 90 mm

Návrh šróbov

Priemer \varnothing 20 mm α_v 0,6Vôla: 2 mm $\gamma_{M2} =$ 1,25Otvor $d_0 =$ 22 mmPlocha jadra 245 mm²Material $f_{yb} =$ 640 MPa $f_{y,d} =$ 355 MPaskrutky/ocel'e: $f_{ub} =$ 800 MPa $f_u =$ 510 MPa

Namáhanie šrobu

 $V_{ed} =$ 50 kN

Vôla: 10 mm

-rozteč šróbov

	min		Navrhujem	
e_1	24	mm	40	mm
e_2	24	mm	40	mm
p_1	44	mm	80	mm

Návrhovú únosnosť v strihu

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94,08 \text{ kN}$$

Návrhová unosnosť v otláčení-robin pre menšiu hrúbku spojovaných prvkov

$$\begin{aligned}
 & f_{ub} = 800 \text{ MPa} \quad k_1 = \min \left[\begin{array}{l} 2,5 \\ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \end{array} \right] = 2,50 \\
 & f_u = 510 \text{ MPa} \\
 & \text{Otvor } d_0 = 22 \text{ mm} \\
 & p_1 = 80 \text{ mm} \quad \alpha_b = \min \left[\begin{array}{l} 1,0 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ \frac{e_1}{3d_0} \\ \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \end{array} \right] = 0,606
 \end{aligned}$$

$$t = \min[t_p; t_u] = \min [8; 6,2] = 6,2 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,61 \times 510 \times 20 \times 6,2 \times 10^{-3}}{1,25} = 76,65 \text{ kN}$$

Moment od excentricity pripojenia

$$M_{Ed} = V_{Ed} \times e = 50 \times 0,05 = 2,5 \text{ kNm}$$

Vodorovná sila od momentu

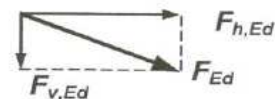
$$F_{h,Ed} = M_{Ed}/p = 2,5 / 0,08 = 31,25 \text{ kN}$$

Zvisla sila

$$F_{v,Ed} = V_{Ed}/2 = 50 / 2 = 25,00 \text{ kN}$$

Výslednica sil na jeden šrob

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{v,Ed}^2 + F_{h,Ed}^2} = (25^2 + 31,25^2)^{0.5} = 40,02 \text{ kN}$$



Podmienka $F_{Ed} \leq \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$ $40,02 \leq 76,65 \text{ kN}$

Návrh vyhovuje

Návrh kútového zvaru

$$a = 3,8 \text{ mm}$$

$$L = 160 \text{ mm}$$

$$\beta_w = 0,9$$

Ohybovy moment vplyvom excentricity

$$M_{Ed} = V_{Ed} \times e = 50 \times 0,05 = 2,5 \text{ kNm}$$

σ_w v rovine dosky

$$\sigma_w = \frac{M_{Ed}}{\frac{2 \times a \times l^2}{6}} = \frac{2,5 \times 6}{2 \times 3,8 \times 160^2} = 77,10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} = 77,1 / 2^{0.5} = 54,52 \text{ MPa}$$

Šmykové napätie:

$$\tau_{||,a} = \frac{F_w a}{2 \times a_a \times L_a} = \frac{50 \times 10^3}{2 \times 3,8 \times 160} = 41,12 \text{ MPa}$$

Posúdenie zvaru:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)} = (54,52^2 + 3(54,52^2 + 41,12^2))^{1/2} = 130,23 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 510 / (0,9 \times 1,25) = 453,333 \text{ MPa}$$

Podmienka č.1:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$130,23 \text{ MPa} < 453,33 \text{ MPa}$$

Návrh vyhovuje

Podmienka č.2:

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$54,52 \text{ MPa} < 408 \text{ MPa}$$

Návrh vyhovuje

Posudok dosky v šmyku $V_{Rd} = \frac{0,5 A_{nt} f_u}{\gamma_{M2}} + \frac{A_{nv} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$$A_{nt} = 8 \times (40 - 20/2) = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 8 \times (40 + 80 - 20 - 20/2) = 720 \text{ mm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{0.5 \times 240 \times 510}{1,25} + \frac{720 \times 355}{\sqrt{3} \times 1.0} = 196,5 \text{ kN}$$

Návrh vyhovuje!

Posudok steny nosníka

$$A_{nt} = 6,2 \times (40 - 20/2) = 186 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 6,2 \times (40 + 80 - 20 - 20/2) = 558 \text{ mm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{0.5 \times 186 \times 510}{1,25} + \frac{558 \times 355}{\sqrt{3} \times 1.0} = 190,7 \text{ kN}$$

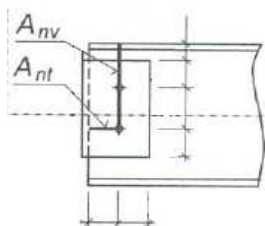
Návrh vyhovuje!

Posúdenie dosky v ohybe

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8 \times 160^2 \times 355}{6 \times 1.0} = 12,12 \text{ kNm}$$

$$2,50 < 12,12 \text{ kNm}$$

Návrh vyhovuje

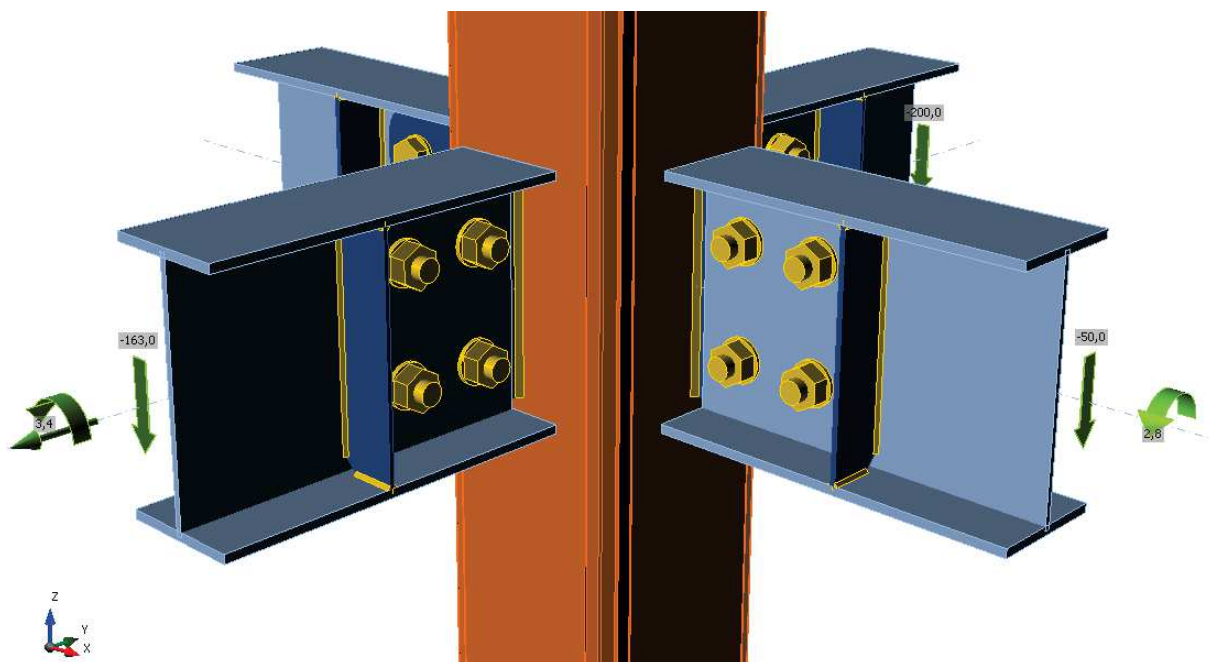


Oba návrhy prípoja stropnice na prievlak VYHOVUJÚ. Porovnanie výsledkov nie je možné do značnej miery, nakoľko program počíta metódou MKP a v ručnom výpočte navrhujeme a posudzujeme základnými vzťahmi. Program IDEA StatiCa zohľadňuje pôsobenie výstuh, interakciu ohybu - ťahu/šmyku a iné.

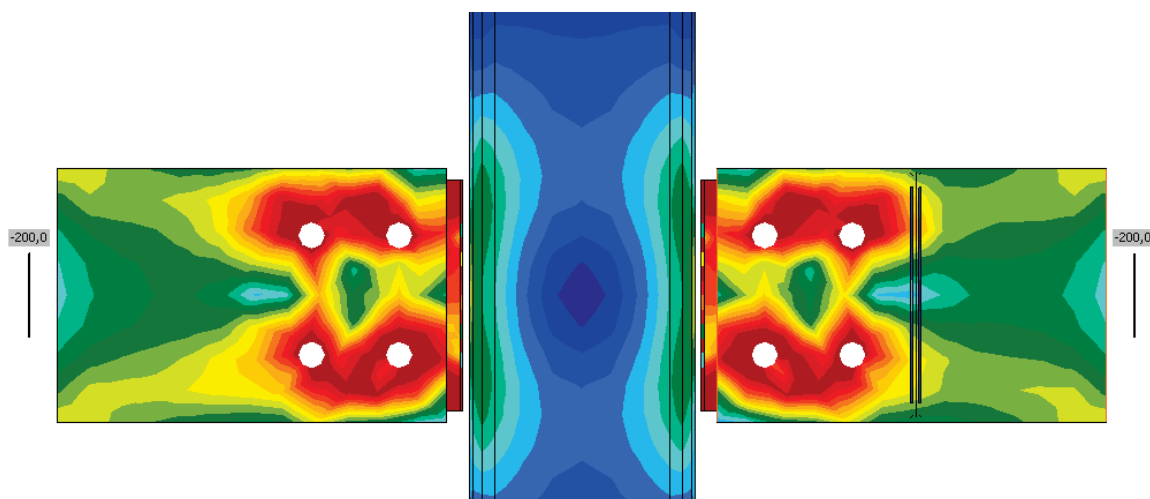
Kvôli priestorovej náročnosti a veľkej rozmanitosti nasledujúcich spojov budú všetky ostatné spoje navrhnuté a posúdené v programe IDEA StatiCa 8.

6.2 STĽP – PRIEVLAK

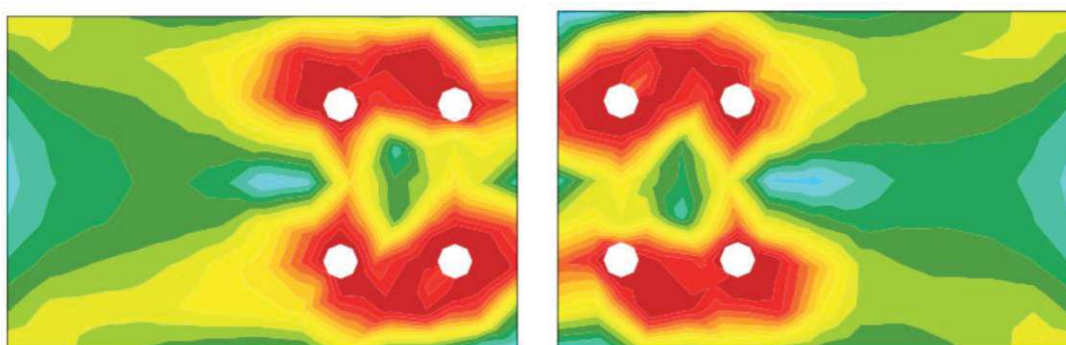
Prievlak je na stĺp pripojený pomocou privareného plechu hr. 10 mm. Stojina prievlaku je z oboch strán vystužená výstuhou hrubou 6mm vo vzdialenosti 260mm od hrany prievlaku. Výstuhy sú privarené k prievlaku zvarom vysokým 3mm a prípojný plech prievlaku na stĺp je privarený 5mm vysokým zvarom. Samotný prípoj je prevedený pomocou štyroch skrutiek M30 8.8. Prípoj je dimenzovaný a posudzovaný na účinky zaťaženia v úrovni typického podlažia.



Obr. 6.5 Priestorový pohľad prípoja



Obr. 6.6 Zrovnanie napätia na prípoji stĺp - prievlak



Obr. 6.7 Porovnanie priebehu napätia na stojine prievlaku s vystuhou a bez výstuhy

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Ručný výpočet	B3	Koniec	0	0,0	0,0	-200,0	0,0	0,0	0,0
	B4	Koniec	0	3,6	0,0	-163,0	3,4	0,0	0,0
	B1	Koniec	0	0,0	0,0	-50,0	2,8	0,0	0,0
	B2	Koniec	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Obr. 6.8 Účinky zaťaženia na stropnici

Z Obr. 6.8 je zrejmé, že aj keď ručný výpočet je na bezpečnej strane čo sa týka posúvajúcej sily nebolo ním zohľadnené krútenie prievlaku napojením stropníc z jednej strany. Zaťaženia na obrázku sú v nasledovnom poradí: ručný výpočet, prevádzkové štádium, montážne štádium.

6.3 STĽP – PRIEVLAK – STUŽENIE

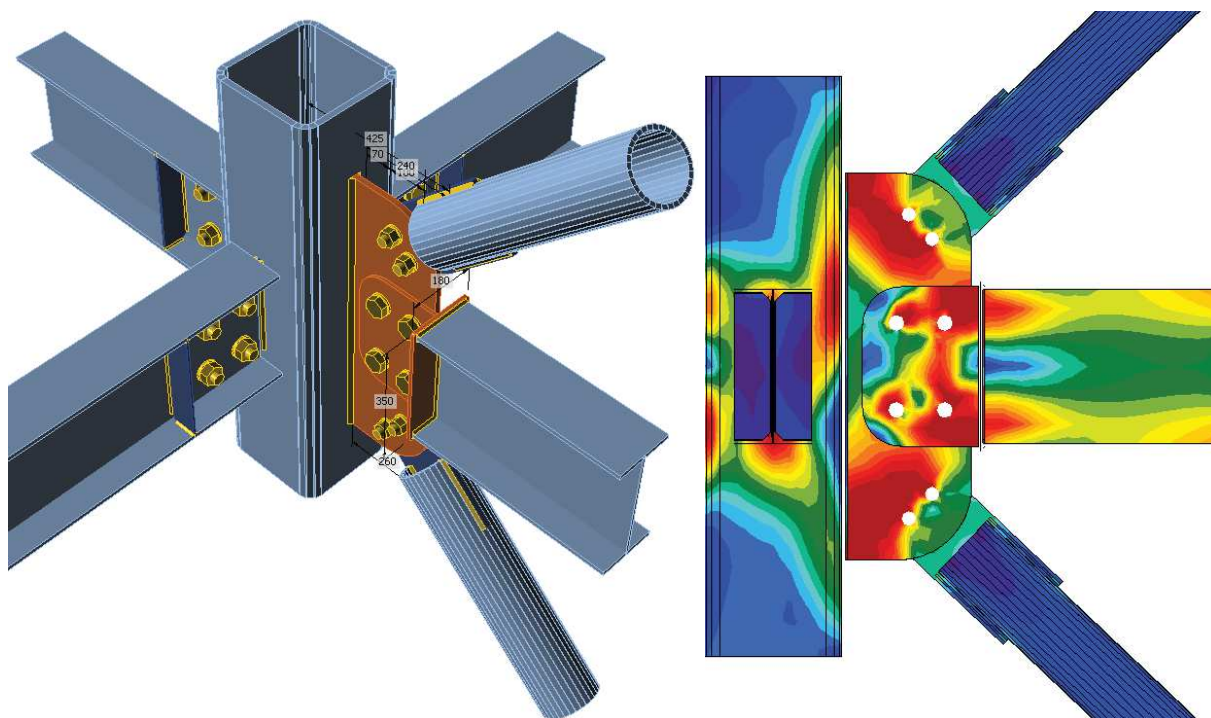
Prievlak v mieste stuženia bude pripojený cez prípojný plech na ktorom súčasne bude pripojené stuženie. Prievlak bude na konci opatrený „viečkom“ hr 9mm, ktoré ukončuje prievlak, a to je pripojené skrutkovo na prípojný plech obdobne ako prievlak bez stuženia. V programe IDEA StatiCa bola overovaná tuhosť prípoja vzťahnutá k prievlaku. Program zatriedil prípoj ako kĺbový s počiatočnou rotačnou tuhosťou 0,3 MNm/rad a vypočítal ohybovú únosnosť styčníka na 11,1 kNm. Prípoj je dimenzovaný a posudzovaný na účinky zaťaženia v úrovni posudzovaného podlažia, tj. 13.NP.

Rotačná tuhosť

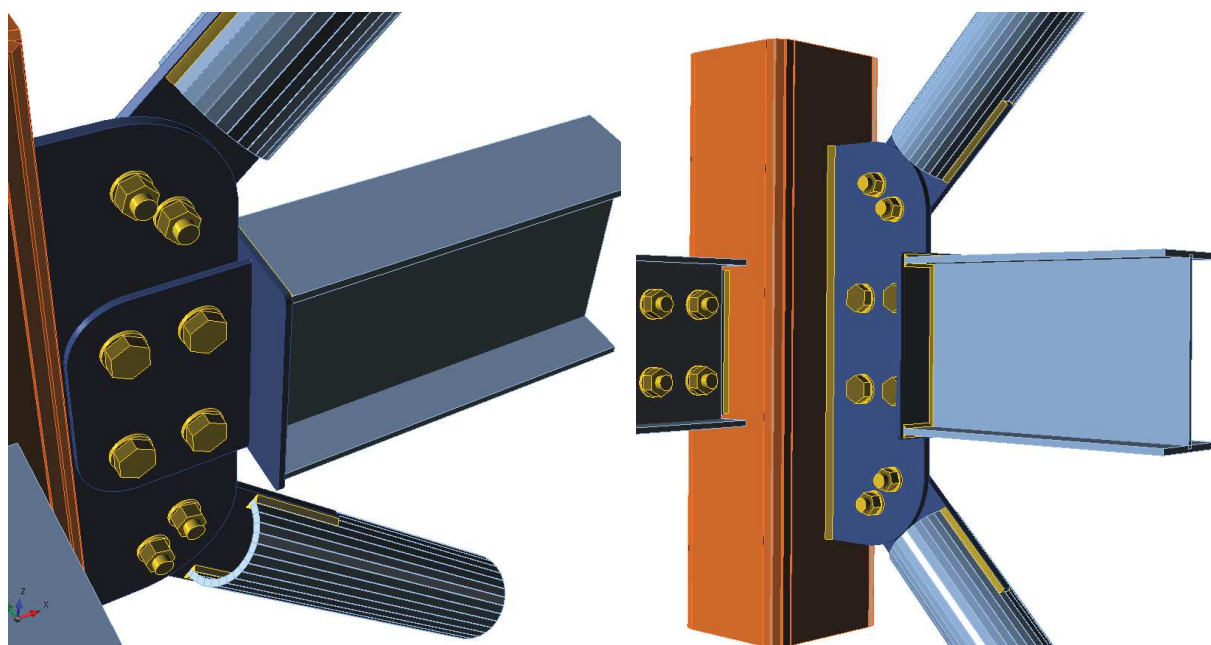
Meno	Komp.	Zaťaženie	Mj,Rd [kNm]	Sj,ini [MNm/rad]	Φc [mrad]	L [m]	Sj,R [MNm/rad]	Sj,P [MNm/rad]	Klas.
B1	My	LE1	11,1	0,3	-37,9	6,00	103,0	2,1	Kĺbový

Obr. 6.9 Posúdenie tuhosti prípoja v programe IDEA StatiCa 8

Prípojný plech hr. 15 mm je privarený na stĺp s hrúbkou steny 16mm zvarom výšky 7,5mm. Stuženie je pripojené cez jednu skrutku M30 8.8. Oceľová trubka je rozrezaná a je do nej vložený plech hr. 15mm na minimálnu dĺžku 200mm.



Obr. 6.10 Pohľad na prípoj prievlaku na stĺp v mieste stuženia so zrovnaním napätia



Obr. 6.11 Pohľad na prípoj prievlaku na stĺp v mieste stuženia

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	Koniec	0	0,0	0,0	-200,0	0,0	10,0	0,0
	D1	Koniec	0	-330,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	-330,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	Koniec	0	0,0	0,0	-200,0	0,0	0,0	0,0
	B3	Koniec	0	0,0	0,0	-200,0	0,0	0,0	0,0
	B4	Koniec	0	0,0	0,0	-200,0	0,0	0,0	0,0

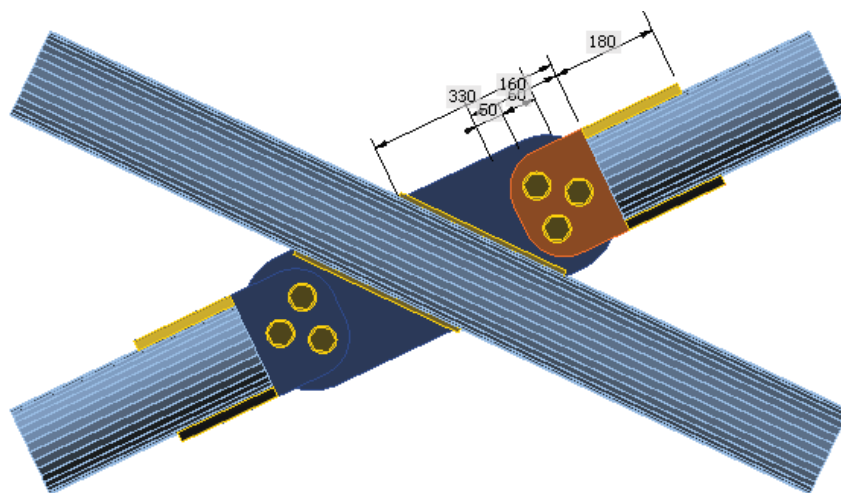
[illegible]

6.4 STUŽENIE – X-OVÝ TVAR

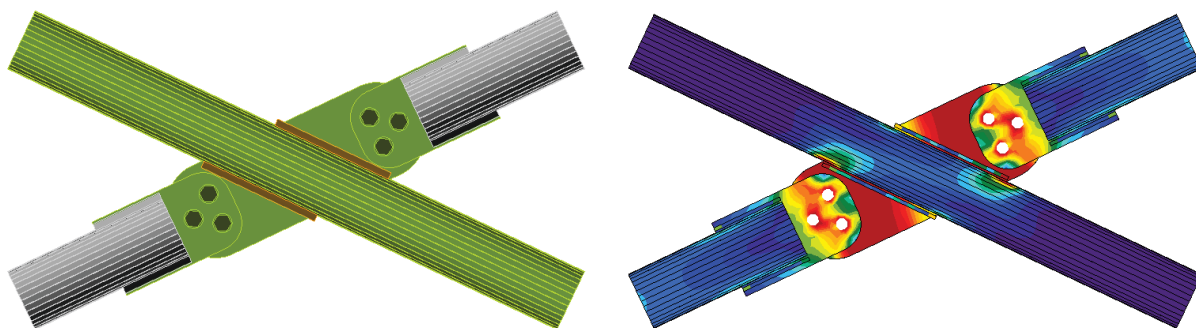
Kríženie stuženia na obvode je vyriešené podľa Obr. 6.15. Prípoj je riešený ako kĺbový. Prípojný plech je prestrčený cez trubku a privarený z oboch strán. Križujúce stuženie je skrutkovo pripojené na priebežné stuženie cez skrutky M27 8.8. Prípoj je dimenzovaný a posudzovaný na účinky zaťaženia v úrovni posudzovaného podlažia, tj. 13.NP.

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	Koniec	0	-385,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	Koniec	0	-385,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	B1	Koniec	0	385,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	Koniec	0	385,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

115

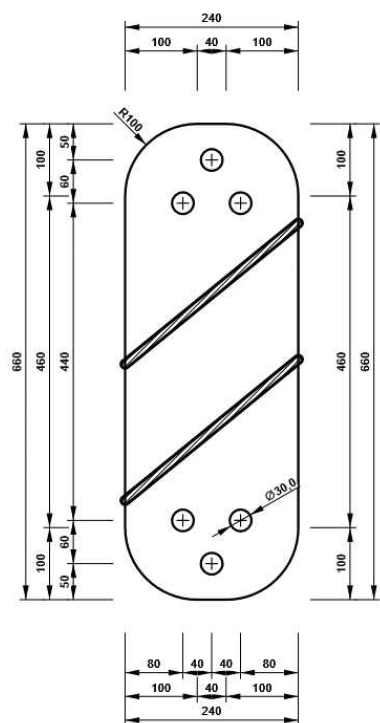


Obr. 6.15 Pohľad na kríženie stuženia

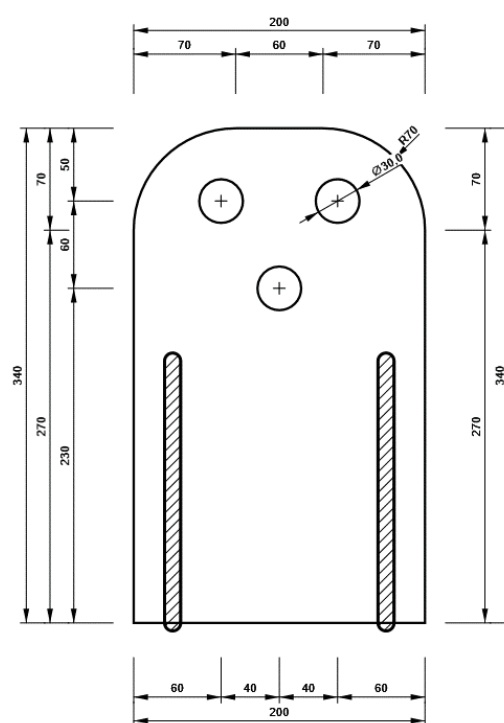


Obr. 6.16 Využitie jednotlivých prvkov prípoja a zrovnanie napätia na prvkoch prípoja

P15,0x660-240 (S 355)



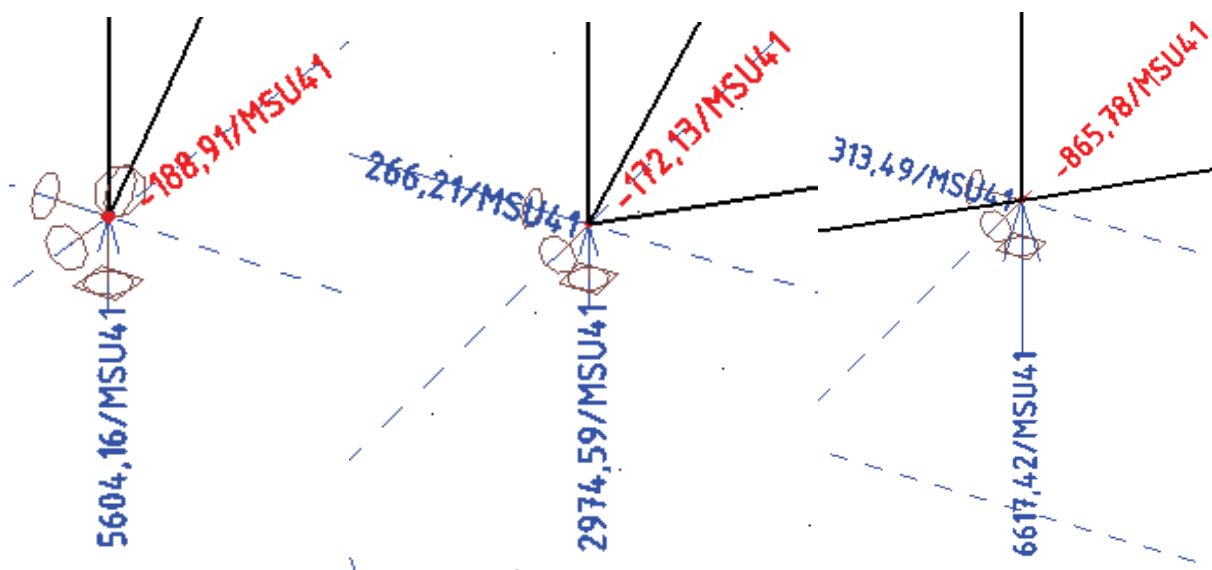
P15,0x340-200 (S 355)



Obr. 6.17 Rozmery a tvar prípojných plechov

6.5 KOTVENIE STĹPA

Stĺp bude kotvený do základu cez čelnú dosku hr. 20 mm uloženú na podliatí, minimálne 50 mm vysokom. Stĺp bol posúdený na kombináciu maximálnej zvislej sily a maximálnej vodorovnej sily. Nakoľko minimálna zvislá reakcia pri účinku maximálnej vodorovnej sily je niekoľko násobne väčšia tak vodorovná sila je zachytávaná trením v kombinácii s chemickými kotvami. Stĺpy sú navrhnuté tak, že za žiadnych okolností nevznikne ťah v stĺpe. V programe IDEA StatiCa bol posúdený vybraný stĺp so stužujúcim prvkom. Sily zo stuženia sú cez výstužné rebro prenášané do základu stĺpa. Rebro je privarené súčasne na stĺp a čelnú dosku.



Obr. 6.18 Vľavo: Vnútorňý stĺp a maximálna posúvajúca reakcia; Stred a vpravo: Krajný stĺp a maximálna posúvajúca reakcia

Na obrázku Obr. 6.18 sú zobrazené reakcie. Posudzujú sa stĺpy s „V“ stužením a „X“ stužením. Boli nájdené najnepriaznivejšie kombinácie zaťaženia. Pri maximálnych vodorovných reakciách sa zároveň prislúchajú najnižšie zvislé účinky. Prípoje nie sú posúdené na maximálne účinky zvislého zaťaženia nakoľko program nedokáže zohľadniť spriahnutý stĺp a posúdenie základu nie je predmetom tejto kapitoly.

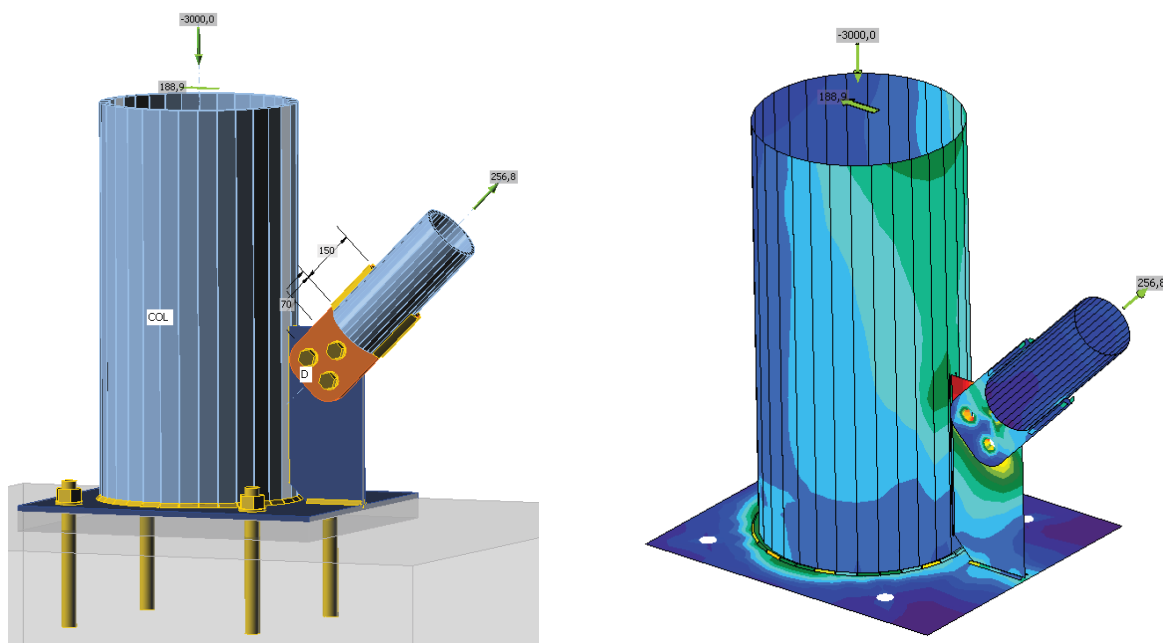
6.5.1 Stĺp s „V“ stužením

Vzhľadom nato, že daný prípoj sa nachádza vo vnútri budovy zvislá reakcia neklesne pod hodnotu 5600 kN a maximálna normálová sila v stužení je 194,2 kN. Do programu je zadávaná hodnota 3000 kN nakoľko program nedokáže zohľadniť účinok spriahnutia a tým pádom zväčšiť únosnosť prvku.

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

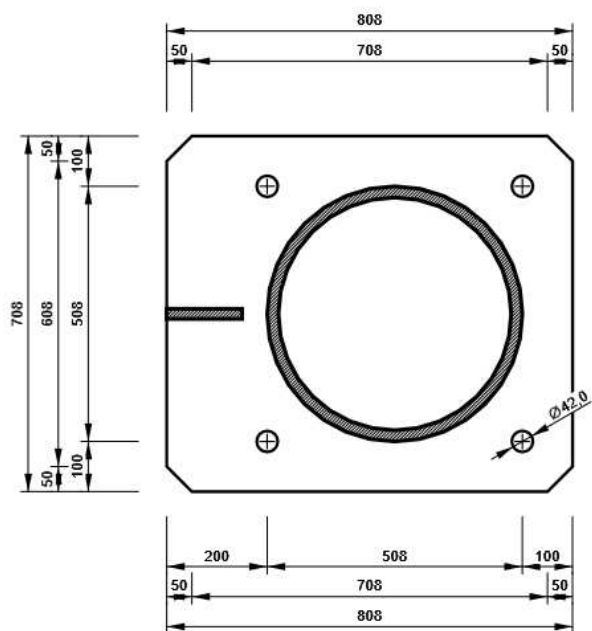
Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE3	COL	Koniec	0	-3000,0	0,0	188,9	0,0	0,0	0,0
	D	Koniec	0	256,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	COL	Koniec	0	-3000,0	0,0	188,9	0,0	0,0	0,0
	D	Koniec	0	-256,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Obr. 6.19 Účinky zaťaženia na prípoj stĺpa

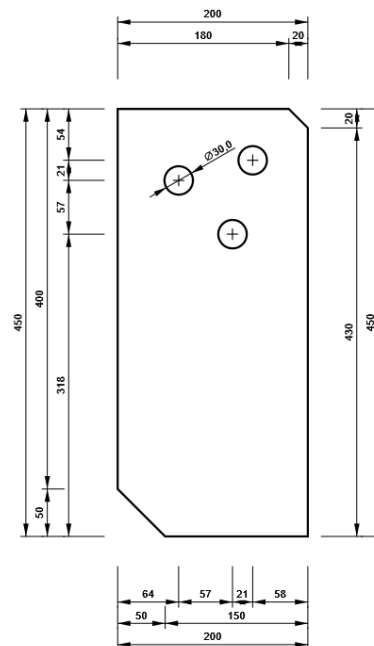


Obr. 6.20 Pohľad na prípoj stĺpa s „V“ stužením; zrovnanie napätia na prípoji

P20,0x708-808 (S 355)



P20,0x450-200 (S 355)

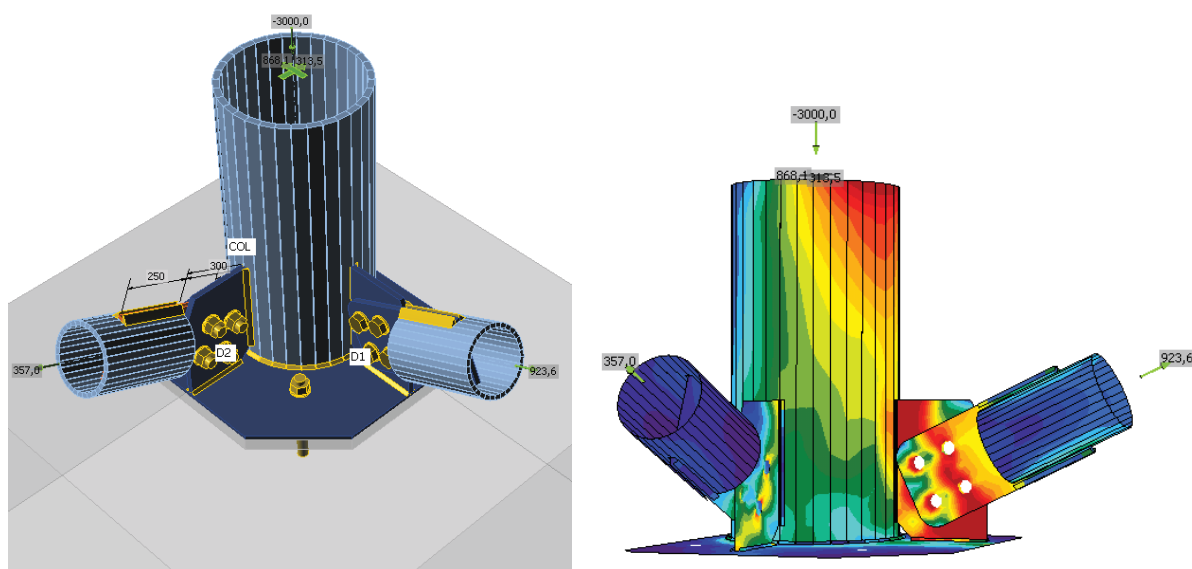


Obr. 6.21 Čelná doska stĺpa a výstuha stĺpa

Všetky hrany na čelných doskách stĺpov budú konštrukčne skosené na minimálnu dĺžku 50 mm od hrany.

6.5.2 Stĺp s „X“ stužením - rohový

Vzhľadom nato, že daný prípoj sa nachádza na rohu budovy a ťahová reakcia bola problémom v týchto miestach čomu predchádzala aj analýza stužidiel (viď. Tab. 5-5). Ťahová reakcia sa síce nenachádza v objekte ale je tam najmenšia tlaková reakcia a to 2974 kN.



Obr. 6.22 Pohľad na prípoj stĺpa s „X“ stužením; zrovnanie napätia na prípoji

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

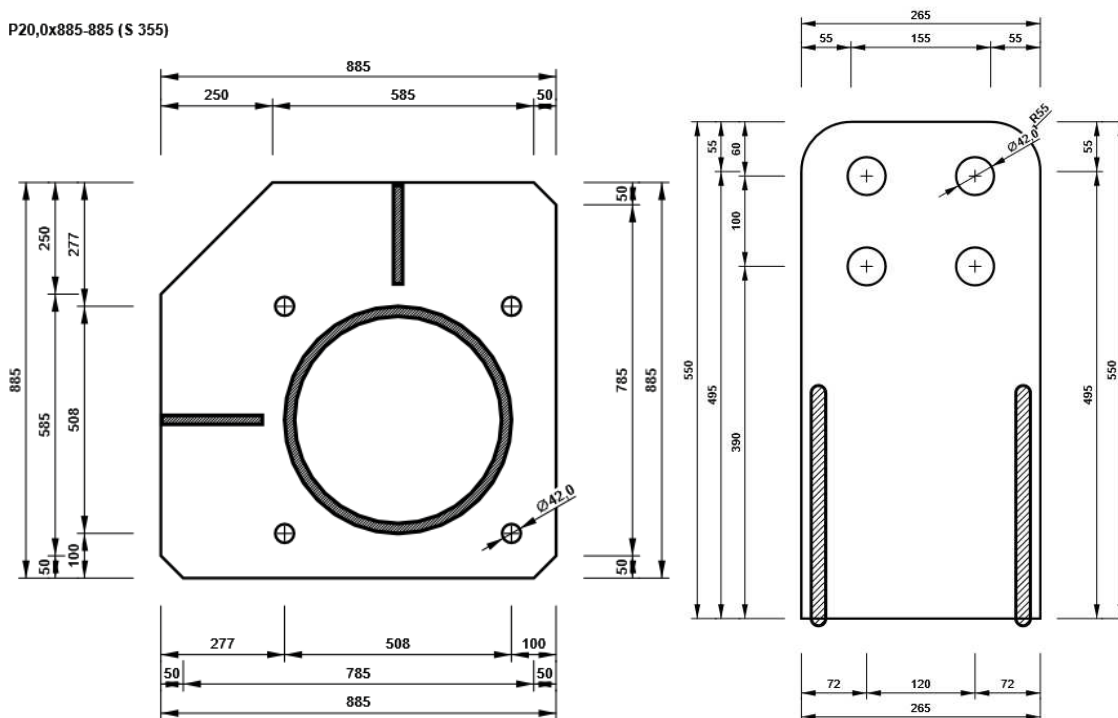
Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE3	COL	Koniec	0	-3000,0	313,5	868,1	0,0	0,0	0,0
	D1	Koniec	0	923,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	357,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE4	COL	Koniec	0	-3000,0	-313,5	-868,1	0,0	0,0	0,0
	D1	Koniec	0	-923,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	-357,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE5	COL	Koniec	0	-2947,0	266,2	172,1	0,0	0,0	0,0
	D1	Koniec	0	194,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	288,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE6	COL	Koniec	0	-2947,0	-266,2	-172,1	0,0	0,0	0,0
	D1	Koniec	0	-194,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	-288,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Obr. 6.23 Účinky zaťaženia na prípoj stĺpa

BP1

P20,0x885-885 (S 355)

P20,0x550-265 (S 355)



Obr. 6.24 Rozmery čelnej dosky stĺpa a prípojného plechu stúžidla

6.6 STĽP – MONTÁŽNY SPOJ

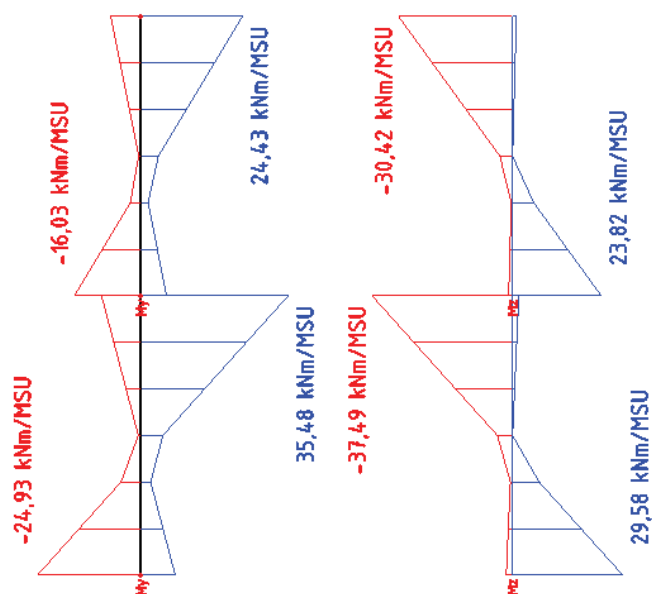
Montážne napojenie stĺpov je navrhnuté ako rámové (túhe), prípoj bude prevedený cez čelné dosky hr. 22mm vystužené výstuhami podľa Obr. 6.28. Skrutky sú použité M36 8.8. Prípoj je navrhnutý konštrukčne a tuhosť navrhnutého prípoja bola overená v programe IDEA StatiCa, program vyhodnotil prípoj ako túhy (viď Obr. 6.25).

Rotačná tuhosť

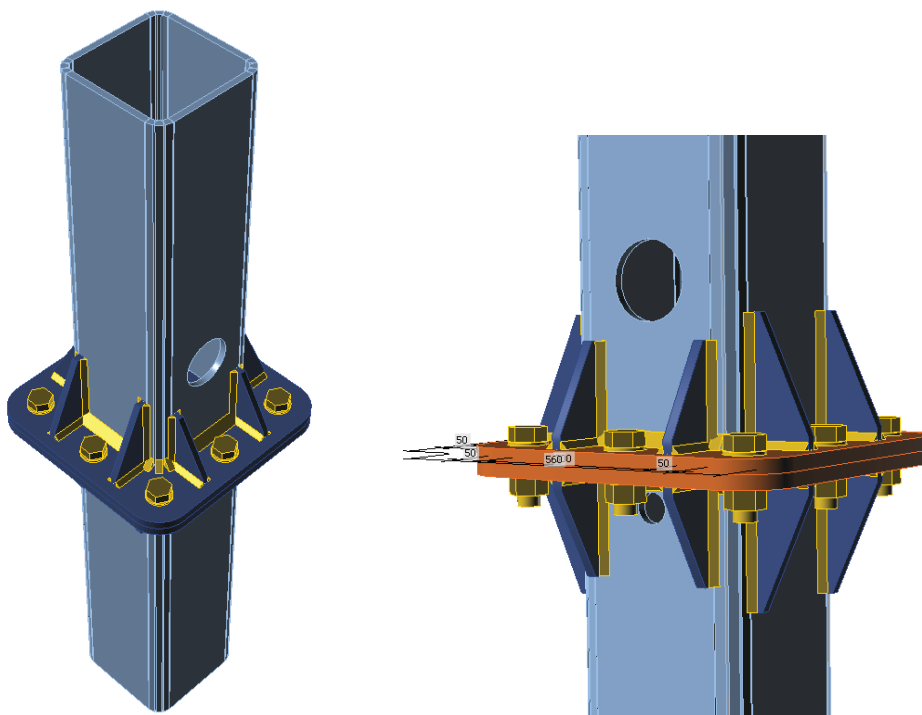
Meno	Komp.	Zaťaženie	Mj,Rd [kNm]	Sj,ini [MNm/rad]	Φc [mrad]	L [m]	Sj,R [MNm/rad]	Sj,P [MNm/rad]	Klas.
B1	My	LE1	162,7	217,8	7,1	6,00	102,2	4,4	Tuhá
	Mz	LE1	162,7	217,8	88,5	6,00	102,2	4,4	Tuhá

Obr. 6.25 Účinky zaťaženia na prípoj

Prípoj je umiestnený v mieste nulových momentov, to je podľa Obr. 6.26 v polovici výšky rozpätia. Stĺpy budú v prevádzkovom štádiu obalené konštrukciou, ktorá prekryje montážny spoj. Stĺpy sú vybavený montážnym otvorom na pumpovanie betónovej zmesi. V spodnej časti je otvor na vloženie systému pumpovania betónu, vo vrchnej časti je umiestnený menší otvor na vývod vzduchu zo stĺpa ale aj na kontrolu naplnenia stĺpa betónovou zmesou.



Obr. 6.26 Ohybové momenty na dvojičke stĺpov nad sebou



Obr. 6.27 Pohľad na montážny prípoj

P22,0x560-560 (S 355)



122

7 NÁVRH NA ÚČINKY SEIZMICITY

V rámci diplomovej práce nie je potrebné zohľadniť návrh na účinky seizmického zaťaženia. V nasledujúcich riadkoch bude zobrazený postup pre vytvorenie seizmického zaťaženia pomocou spektier, zaťažovacie stavy a ich kombinovanie v rámci mimoriadnej seizmickej kombinácie podľa STN EN 1991-1-1.

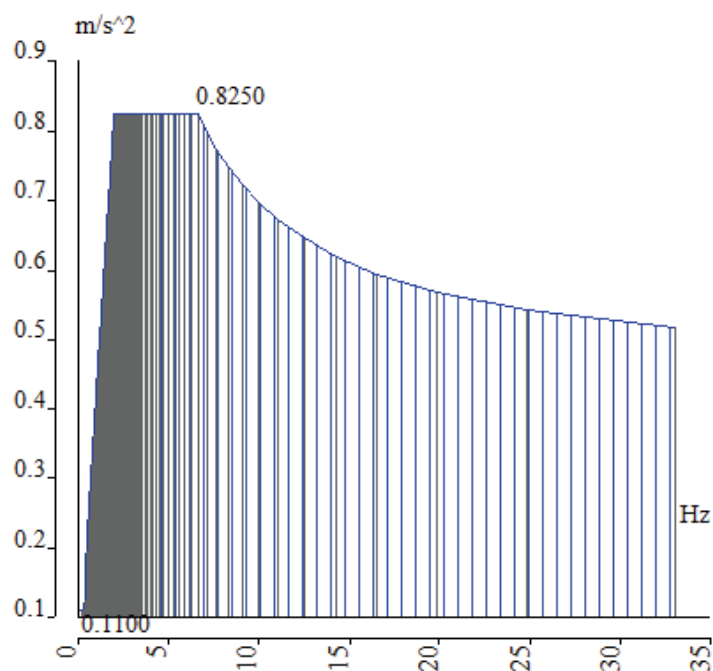
Ďalej by bola potrebná dynamická analýza konštrukcie, so zadáním materiálového tlmenia konštrukcie, posúdenie maximálneho vychylenia objektu, susedných podlaží a maximálneho zrýchlenia konštrukcie v mimoriadnej návrhovej situácii. Po splnení medzného stavu používateľnosti by nasledoval medzný stav únosnosti. V tom by bolo potrebné posúdiť nosné prvky na seizmické zaťaženie, tak ako pri bežnej návrhovej situácii.

Vzhľadom na časovú náročnosť vyššie spomínanej problematiky, bol v rámci diplomovej práce naštudovaný obecný postup na zostavenie seizmického zaťaženia, vytvorenia mimoriadnych kombinácií a nastavenia materiálového tlmenia konštrukcie v programe SCIA Engineer. Ostatné posúdenie sú závislé na konkrétnej konštrukcii a ich posúdenie je obdobné ako v predchádzajúcich kapitolách.

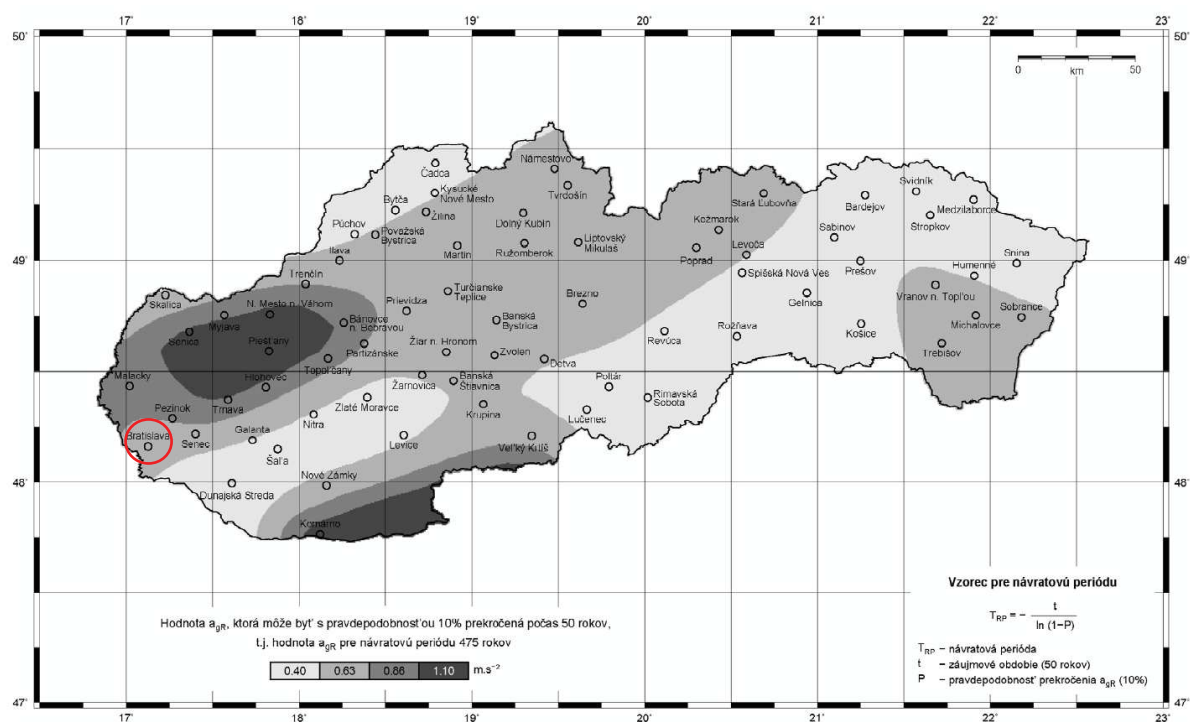
7.1 MIMORIADNE ZAŤAŽENIA – SEIZMICKÉ ZAŤAŽENIE

Administratívna budova je navrhnutá, aby vydržala návrhové seizmické zaťaženie bez lokálneho alebo celkového zrútenia tak, aby ostala konštrukčne celistvá. Seizmické riziko je definované parametrom efektívnym špičkovým zrýchlením na povrchu terénu definované v norme STN EN 1998 ako základné seizmické zrýchlenie a_{gR} . Na Slovensku sú podľa Obr. 1.17 definované 4 seizmické oblasti.

Podložie sme podľa prieskumu zaradili do kategórie B (tuhé uloženie pieskov, štrkov, alebo prekonsolidovaných ílov, aspoň niekoľko desiatok m hrubé, charakteristický nárast mechanických vlastností s hĺbkou). Územie patrí do oblasti seizmického zrýchlenia $a_g = 0,63 \text{ m/s}^2$, preto bolo vo výpočte použité spektrum odozvy typu 1 zadané do 3D modelu.



Obr. 7.1 Návrhové spektrum odozvy typ I; kategória B



Obr. 7.2 Seizmická mapa Slovenska s naznačeným umiestnením objektu

7.2 ZAŤAŽOVACIE STAVY PRE SEIZMICKÉ ZAŤAŽENIE

Seizmické zaťaženie sa kombinuje s kvázi stálou hodnotou zaťaženia, hoci je zemetrasenie považované za mimoriadne zaťaženie. V Eurokóde sú seizmické návrhové situácie oddelené od mimoriadnych a majú samostatný kombinačný vzťah:

Zaťažovacie stavy pre seizmicitu:

- LC13:Zaťaženie konštrukcie seizmickou činnosťou v smere X
- LC14:Zaťaženie konštrukcie seizmickou činnosťou v smere Y
- LC15:Zaťaženie konštrukcie seizmickou činnosťou v smere Z

Ostatné zaťažovacie stavy nájdeme v kap. 4.1.1 - Zaťažovacie stavy

Mimoriadna seizmická návrhová kombinácia:

$$\sum G_{kj,sup} + \sum G_{kj,inf} + P_k + A_{Ed} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{k,i} \quad (44)$$

Vysvetlivky:

A_{Ed} návrhová hodnota seizmického zaťaženia

Vysvetlivky ostatných použitých značiek nájdeme v predchádzajúcom texte (kap. 4.1.2.1).

Kombinácie seizmických spektier, zjednodušený priestorový účinok pri zložkách Q_x , Q_y , Q_z , ktoré sa nevyskytujú súčasne, uvažujeme s jednou plnou hodnotou a 30% ostatných spektier. Prehľad všetkých kombinácií seizmických spektier je uvedený v Tab. 7-1.

Tab. 7-1 Kombinácie seizmického zaťaženia

Číslo kombinácie	Q_x	Q_y	Q_z
SEI 1	1	0,3	0,3
SEI 2	-1	0,3	0,3
SEI 3	1	-0,3	0,3
SEI 4	1	0,3	-0,3
SEI 5	-1	-0,3	0,3
SEI 6	1	-0,3	-0,3
SEI 7	-1	0,3	-0,3
SEI 8	-1	-0,3	-0,3
SEI 9	0,3	1	0,3
SEI 10	-0,3	1	0,3
SEI 11	0,3	-1	0,3

SEI 12	0,3	1	-0,3
SEI 13	-0,3	-1	0,3
SEI 14	0,3	-1	-0,3
SEI 15	-0,3	1	-0,3
SEI 16	-0,3	-1	-0,3
SEI 17	0,3	0,3	1
SEI 18	-0,3	0,3	1
SEI 19	0,3	-0,3	1
SEI 20	0,3	0,3	-1
SEI 21	-0,3	-0,3	1
SEI 22	0,3	-0,3	-1
SEI 23	-0,3	0,3	-1
SEI 24	-0,3	-0,3	-1

7.3 KONŠTRUKČNÉ TLMENIE

V programe SCIA Engineer po spustení funkcionality *Dynamika* a *Seizmicita* je potrebné zaškrtnúť funkcionality *Nerovnomerné tlmenie*. Ďalším krokom je nastavenie logaritmického dekrementu pre použité materiály:

- Oceľ: 0,025
- Železobetón a predpätý betón: 0,056
- Murovaný materiál: 0,25
- Drevo: 0,13

Výstupom posúdenia konštrukcie na účinky seizmicity by bol návrh objektu v súlade s pôsobením mimoriadnej návrhovej situácie. Nosné prvky by boli navrhnuté a posúdené na vnútorné sily z bežnej návrhovej situácie a mimoriadnej návrhovej situácie pre oba medzné stavy MSÚ a MSP.

ZÁVER

V rámci teoretickej časti bola zhrnutá problematika výškových stavieb. Kapitola je venovaná predovšetkým návrhu nosnej konštrukcie, tvaru budovy a špecifikám týchto stavieb, s ktorými sa stavebný inžinier pri návrhu stretáva a musí ich riešiť. Uverejnené sú aj príklady stavieb s efektívnym návrhom nosnej konštrukcie v seizmicky aktívnych oblastiach alebo oblastiach s častým výskytom hurikánov.

Návrh výškovej administratívnej budovy je v súlade s navrhnutou lokalitou. Objekt s dvadsaťjeden nadzemnými a jedným podzemným podlažím je umiestnený na Slovensku v meste Bratislava. Pôdorysné rozmery oceľovo-betónovej spriahnutej nosnej konštrukcie sú 40 x 24 m. Výslednému návrhu nosnej konštrukcie predbiehalo zváženie rôznych variant, ako napríklad rozmiestnenie stĺpov a orientácia prievlakov so stropnicami. Opláštenie budovy je z ľahkej preadsadenej konštrukcie a strecha je navrhnutá ako neprístupná. Objekt je založený na základovej doske s pilótami pod stĺpmi.

Statickou a dynamickou analýzou konštrukcie bol objekt posúdený na vodorovné deformácie od účinkov vetra a taktiež boli zistené vlastné tvary objektu a stropov. Imperfekcie konštrukcie boli zadané ekvivalentnými silami zo zvislého zaťaženia. Konštrukcia bola navrhnutá podľa teórie druhého rádu a vzperné dĺžky stĺpov sa rovnali systémovým dĺžka. Nosná konštrukcia bola najprv posúdená na medzný stav použiteľnosti, a to na maximálne vychýlenie objektu v najvyššom podlaží a na vzájomný posun dvoch podlaží nad sebou.

V ďalšom kroku boli posúdené rozhodujúce nosné prvky konštrukcie na oba medzné stavy. Spriahnutá plechobetónová doska z profilovaného plechu bola navrhnutá a posúdená v montážnom a prevádzkovom štádiu. Pri návrhu spriahnutých nosníkov boli zistené väčšie rozdiely návrhových vnútorných síl z priestorového 3D numerického modelu v porovnaní z ručným alebo 2D numerickým modelom z programu SCIA Engineer. Z analýzy vyplýva, že pre efektívny návrh nosnej konštrukcie, je potrebné zohľadniť priestorové spolupôsobenie konštrukcie, a že ručný výpočet je na strane bezpečnej. Spriahnuté stropnice sú uvažované s výrobným nadvýšením a prievlaky sú montážne podopreté. Všetky stĺpy v objekte sú navrhnuté ako duté oceľové profily vyplnené betónom, pri posúdení sa uvažovalo so spriahnutím a aj s ovinutím betónu. Návrh rozmiestnenia stužidiel podliehal minimálnej alebo žiadnej ťahovej reakcii v stĺpoch a taktiež rešpektoval dispozičné a statické požiadavky. Analýzou rozmiestnenia stužidiel sa docielilo optimálne prerozdelenie vnútorných síl, nulová ťahová reakcia v stĺpoch a zachovanie dispozičnej voľnosti priestoru podlažia. Rozhodujúce

nosné prvky boli navrhnuté alebo posúdené na účinky požiaru so stanovením minimálnej odolnosti pri mimoriadnej návrhovej situácii. V rámci diplomovej práce bolo vytvorených niekoľko modelov vystihujúcich konštrukciu ako celok alebo určitú časť v danej návrhovej situácii (napr. montážne podopretie prievlaku). Numerickým modelom predchádzal ručný výpočet, výsledné hodnoty boli zrovnateľné a hrubá chyba v modeli bola týmto čiastočne vylúčená.

Návrh spojov nosnej konštrukcie vychádzal z požiadavky jednoduchosti pri výrobe a montáži vzhľadom na ich opakovateľnosť. Montážne spoje boli navrhnuté ako skrutkové. Návrh spojov bol v rámci zohľadnenia kombinácií zaťaženia, interakcie ťahu a šmyku v skrutkách a priestorovej náročnosti prevedený v programe IDEA StatiCa. Samotnému návrhu v programe predchádzal ručný návrh a posudok vybraného spoja.

Vzhľadom na čoraz väčšie normové seizmické zaťaženie v našich zemepisných šírkach, bola v poslednej časti diplomovej práce naštudovaná problematika tohto druhu. Cieľom kapitoly bolo ozrejmiť seizmické kombinácie, materiálové tlmenie a vytvorenie seizmického spektra na základe zrýchlenia podlažia a zatriedenia zeminy.

V rámci diplomovej práce bola vyhotovená výrobná dokumentácia rozhodujúcich navrhnutých prvkov. Pre zobrazenie bol použitý vykresľovací program Tekla Structures Learning a AutoCAD 2014.

ZOZNAM OBRÁZKOV

Obr. 1.1 Historický prehľad najvyšších mrakodrapov sveta [I.1]	14
Obr. 1.2 Rozdelenie super vysokých budov [I.2]	16
Obr. 1.3 Rozmiestnenie stĺpov: a) trojtrakt b) dvojtrakt c) jednotrakt d) jednotrakt s konzolami e) štvorcový pôdorys f) nepravidelný pôdorys	17
Obr. 1.4 Uloženie stropníc.....	18
Obr. 1.5 Kyvná väzba.....	18
Obr. 1.6 Príklady stuženia; vľavo: priechrada; stred: rám; vpravo: stena [8]	19
Obr. 1.7 Správne a nesprávne umiestnenie stužidiel [11]	19
Obr. 1.8 Alternatívy umiestnenia stužidiel [11]	19
Obr. 1.9 Zvislé stuženia vysokých budov [8].....	21
Obr. 1.10 Daň z výšky [8]	22
Obr. 1.11 Staticky racionálne tvary supervysokých budov [12]	23
Obr. 1.12 Model zástavby mesta vo veternom tunely [I.2]	24
Obr. 1.13 Rozdelenie tlaku vetra po výške konštrukcie [2]	26
Obr. 1.14 Oddelovanie vírov	27
Obr. 1.15 Schematické znázornenie jednotlivých seizmických vĺn [12]	28
Obr. 1.16 Odporúčané spektrum pružnej odozvy typu 1 a 2 pre podlažia A až E s 5% útlmom.	30
Obr. 1.17 Oblasti seizmického ohrozenia na území Slovenska [7]	33
Obr. 1.18 Momentový rám so stužidlami v tvare X.; Torre Mayor, Mexiko.....	34
Obr. 1.19 Tchaj-pej 101; Umiestnenie tlmiča TMD v budove Tchaj-pej 101	35
Obr. 1.20 Nosný systém budovy; Pohľad na Burj Khalifa a jednotlivé rezy	36
Obr. 2.1 3D model konštrukcie	38
Obr. 3.1 Mapa zón charakteristického zaťaženia snehom [2].	46
Obr. 3.2 Mapa základných rýchlostí vetra [2].....	46

Obr. 3.3 Výslednice vodorovného zaťaženia od vetra v smere „Y“ a „X“ na stropné dosky ..	48
Obr. 4.1 Obálka kombinácie s dominantným premenným zaťažením – vietor X a Y	52
Obr. 4.2 Vzorová obálka pre medzný stav používateľnosti s dominantným vetrom	53
Obr. 4.3 Parametre pre výpočet faktora α_{cr}	54
Obr. 4.4 Výpočet α_{cr} pre i-té podlažie	56
Obr. 4.5 Imperfekcie sústavy: Náhradné vodorovné sily	57
Obr. 4.6 Zadanie imperfekcie do 3D modelu konštrukcie – stále a premenné zaťaženie	58
Obr. 4.7 Stabilitné riešenie konštrukcií [17]	59
Obr. 4.8 Vzperné dĺžky v prútových sústavách [19]	59
Obr. 4.9 Prvý vlastný tvar pre smer „X“ - 0,28Hz; „Y“ - 0,33Hz.....	61
Obr. 4.10 Prvý vlastný tvar pootočením „ φ “ - 0,43; druhý vlastný tvar pre smer „X“ – 1,07Hz	61
Obr. 4.11 Druhý vlastný tvar pre smer „Y“ - 1,22Hz; druhý vlastný tvar pre pootočením „ φ “ - 1,62Hz	62
Obr. 5.1 Typické spôsoby šmykových spojení v spriahnutých plechobetónových doskách [19]	65
Obr. 5.2 Rozmery plechobetónovej dosky	66
Obr. 5.3 Priestorový model plechobetónovej dosky v typickom podlaží.....	66
Obr. 5.4 Priebeh ohybových momentov na spriahnutej plechobetónovej doske – 3D model .	68
Obr. 5.5 Priebeh ohybových momentov na spriahnutej plechobetónovej doske – ručný výpočet	68
Obr. 5.6 Priebeh ohybových momentov na spriahnutej plechobetónovej doske – 3D model .	69
Obr. 5.7 Priebeh napätí podľa polohy plastickej neutrálnej osi [19].....	72
Obr. 5.8 Napätie v spriahnutom nosníku od, vľavo: dotvarovania; vpravo: zmrašťovania [20]	73
Obr. 5.9 Premenné zaťaženie pri betonáži na stropnicu a prievlak.....	74
Obr. 5.10 Ohybový moment na stropnici: montážne štádium; prevádzkové štádium	74

Obr. 5.11 Ohybový moment na stropnici; ručný výpočet pre prevádzkové štádium	75
Obr. 5.12 Tabuľkové posúdenie rozhodujúceho prievlaku – MSÚ (SCIA Engineer).	75
Obr. 5.13 Tabuľkové posúdenie rozhodujúcej stropnice– MSP (SCIA Engineer)	76
Obr. 5.14 Posúdenie kmitania v programe SCIA Engineer.....	76
Obr. 5.15 Posúdenie stropnice na mimoriadnu situáciu – požiar; program SCIA Engineer.....	77
Obr. 5.16 Statická schéma pôsobenia prievlaku v montážnom štádiu	79
Obr. 5.17 Vnútorne sily na spriahnutom nosníku so 14 dní starým betónom	79
Obr. 5.18 Návrhový ohybový moment na prievlaku.....	80
Obr. 5.19 Návrhový ohybový moment na prievlaku; ručný výpočet	80
Obr. 5.20 Tabuľkové posúdenie rozhodujúceho prievlaku – MSÚ (SCIA Engineer).	81
Obr. 5.21 Posúdenie rozdrvenia betónovej pásnice v programe SCIA Engineer – prievlak....	81
Obr. 5.22 Posúdenie rozdrvenia betónovej pásnice v programe SCIA Engineer – stropnica..	81
Obr. 5.23 Tabuľkové posúdenie rozhodujúceho prievlaku – MSP (SCIA Engineer).....	82
Obr. 5.24 Analýza priebehu ohybových momentov – stropnica; montážne štádium.....	84
Obr. 5.25 Analýza priebehu ohybových momentov – stropnica; prevádzkové štádium.....	85
Obr. 5.26 Porovnanie ohybových momentov na stropnici v jednotlivých štádiách užívania ..	85
Obr. 5.27 Porovnanie ohybových momentov na kolmom prievlaku; jednotlivé štádia	86
Obr. 5.28 Porovnanie ohybových momentov na rovnobežnom prievlaku; jednotlivé štádia ..	86
Obr. 5.29 Rôzne typy prierezov spriahnutých oceľobetónových stĺpov [19]	87
Obr. 5.30 Interakčná závislosť pôsobenia tlaku a ohybu v jednej rovine	88
Obr. 5.31 Účinok ovinnutia (pasívny tlak) v stĺpe: a), b) železobetónový stĺp, c) hranatá rúra vyplnená betónom, d) kruhová rúra vyplnená betónom [20]	89
Obr. 5.32 Šachovnicové zadanie premenného zaťaženia; 1	91
Obr. 5.33 Šachovnicové zadanie premenného zaťaženia; 2.....	92
Obr. 5.34 Šachovnicové zadanie premenného zaťaženia; 3	92
Obr. 5.35 Šachovnicové zadanie premenného zaťaženia; 4.....	92

Obr. 5.36 Obálky maximálnej normálovej sily a maximálneho momentu v smery y a x	93
Obr. 5.37 Maximálna normálová sila príslušné ohybové momenty	93
Obr. 5.38 Maximálny ohybový moment a príslušná normálová sila	94
Obr. 5.39 Maximálna normálová sila po nelineárnom výpočte.	94
Obr. 5.40 Maximálny ohybový moment na posudzovanom stĺpe po NC	95
Obr. 5.41 Prierez zadáný v programe SCIA Engineer a uvažovaný prierez	96
Obr. 5.42 Navrhnuté prierezy stĺpov po výške objektu	96
Obr. 5.43 Využitelnosť spodných stĺpov na MSÚ po nelineárnom výpočte.	97
Obr. 5.44 Pohľady a perspektíva konečnej varianty zvislého stuženia	99
Obr. 5.45 Variant 1 a 2	101
Obr. 5.46 Variant 3 a 4	101
Obr. 5.47 Variant 5 a 10	101
Obr. 5.48 Stuzidlo v tvare obráteného tvaru „V“ vymodelované v programe SCIA Engineer	102
Obr. 5.49 Zvislé zaťaženie a vnútorné sily na konštrukcii	102
Obr. 5.50 Vodorovné zaťaženie a vnútorné sily na konštrukcii (moment je zväčšený)	103
Obr. 5.51 Kombinácia zaťaženia na konštrukcii a potvrdená funkčnosť systému	103
Obr. 5.52 Križové stuženie na obvodě	103
Obr. 5.53 Rozhodujúce obálky pre medzný stav únosnosti stuzidiel	104
Obr. 5.54 Vnútorné sily na stužení	105
Obr. 5.55 Potrebné vzťahy pre posúdenie tlačeneho prvku s účinkami vzperu	105
Obr. 6.1 Posúdenie prípoja stropnice na prievlak v programe IDEA StatiCa 8.	107
Obr. 6.2 Účinky zaťaženia na stropnici	107
Obr. 6.3 Zrovnanie napätia na prípoji stropnica – prievlak	108
Obr. 6.4 Rozmery a tvar konštrukčných úprav na prvkoch prípoja	108
Obr. 6.5 Priestorový pohľad prípoja	112

Obr. 6.6 Zrovnanie napätia na prípoji stĺp - prievlak	112
Obr. 6.7 Porovnanie priebehu napätia na stojine prievlaku s vystuhou a bez výstuhy	112
Obr. 6.8 Účinky zaťaženia na stropnici	113
Obr. 6.9 Posúdenie tuhosti prípoja v programe IDEA StatiCa 8	113
Obr. 6.10 Pohľad na prípoj prievlaku na stĺp v mieste stuženia so zrovnaním napätia	114
Obr. 6.11 Pohľad na prípoj prievlaku na stĺp v mieste stuženia.....	114
Obr. 6.12 Účinky zaťaženia na stuženie a prievlak.....	115
Obr. 6.13 Rozmery a tvar prípojného plechu	115
Obr. 6.14 Účinky zaťaženia na stuženie a prievlak.....	115
Obr. 6.15 Pohľad na kríženie stuženia	116
Obr. 6.16 Využitie jednotlivých prvkov prípoja a zrovnanie napätia na prvkoch prípoja	116
Obr. 6.17 Rozmery a tvar prípojných plechov	116
Obr. 6.18 Vľavo: Vnútorný stĺp a maximálna posúvajúca reakcia; Stred a vpravo: Krajný stĺp a maximálna posúvajúca reakcia	117
Obr. 6.19 Účinky zaťaženia na prípoj stĺpa.....	118
Obr. 6.20 Pohľad na prípoj stĺpa s „V“ stužením; zrovnanie napätia na prípoji	118
Obr. 6.21 Čelná doska stĺpa a výstuha stĺpa.....	118
Obr. 6.22 Pohľad na prípoj stĺpa s „X“ stužením; zrovnanie napätia na prípoji	119
Obr. 6.23 Účinky zaťaženia na prípoj stĺpa.....	119
Obr. 6.24 Rozmery čelnej dosky stĺpa a prípojného plechu stužidla	120
Obr. 6.25 Účinky zaťaženia na prípoj	120
Obr. 6.26 Ohybové momenty na dvojicike stĺpov nad sebou.....	121
Obr. 6.27 Pohľad na montážny prípoj	121
Obr. 6.28 Pohľad na čelnú dosku montážneho prípoja stĺpa.....	122
Obr. 7.1 Návrhové spektrum odozvy typ 1; kategória B.....	124
Obr. 7.2 Seizmická mapa Slovenska s naznačeným umiestnením objektu.....	124

ZOZNAM TABULIEK

Tab. 1-1 Delenie vysokých budov podľa výšky a počtu podlaží [13].....	16
Tab. 2-1 Betón triedy C50/60 – spriahnuté stĺpy	41
Tab. 2-2 Betón triedy C30/37 -základové konštrukcie.....	41
Tab. 2-3 Betón triedy C25/30 – stropné konštrukcie	41
Tab. 2-4 Betonárska výstuž B 500B.....	41
Tab. 2-5 Oceľ triedy S355	41
Tab. 3-1 Ostatné stále zaťaženie – strecha	43
Tab. 3-2 Ostatné stále zaťaženie – spoločné priestory	44
Tab. 3-3 Ostatné stále zaťaženie – podzemie, sklady	44
Tab. 3-4 Ostatné stále zaťaženie – schodisko	44
Tab. 3-5 Ostatné stále zaťaženie – obvodový plášť	44
Tab. 3-6 Úžitkové zaťaženie	45
Tab. 3-7 Odporúčané hodnoty súčiniteľov a, b [2].	46
Tab. 3-8 Vodorovné zaťaženie od vetra v smere X prepočítané na jednotlivé podlažia.....	47
Tab. 3-9 Vodorovné zaťaženie od vetra v smere Y prepočítané na jednotlivé podlažia.....	48
Tab. 4-1 Odporúčané hodnoty ψ pre budovy	52
Tab. 4-2 Stabilitná analýza stĺpov podlaží	55
Tab. 4-3 Výpočet pootočenia sústavy	57
Tab. 4-4 Ekvivalentné vodorovné sily nahrádzajúce globálne imperfekcie sústavy.....	57
Tab. 4-5 Frekvencie prvých 10 vlastných tvarov konštrukcie	60
Tab. 4-6 Maximálna hodnota výchylky v úrovni najvyššieho podlažia.....	63
Tab. 4-7 Posúdenie vzájomného posunu stropov od zaťaženia vetrom v smere "X"	63
Tab. 4-8 Posúdenie vzájomného posunu stropov od zaťaženia vetrom v smere "Y"	64
Tab. 5-1 Porovnanie ručného posúdenia s programom SCIA Engineer - stropnica	78

Tab. 5-2 Porovnanie ručného posúdenia s programom SCIA Engineer - prievlak	82
Tab. 5-3 Vzpernostné krivky a imperfekcie vybraného spriahnutého stĺpa [5]	90
Tab. 5-4 Požiadavky na dutý stĺp vyplnený betónom	98
Tab. 5-5 Výsledky analýzy stužidiel – rozhodujúce stuženie 9.1	100
Tab. 5-6 Ručné posúdenie tlačných prútov	106
Tab. 7-1 Kombinácie seizmického zaťaženia	125

POUŽITÁ LITERATÚRA

POSKYTNUTÉ PODKLADY

Projektová dokumentácia TWIN CITY: *Projekt pre stavebné povolenie*

NORMY, LITERATÚRA A ODBORNÉ ČASOPISY

- [1] EN 1990: *Zásady navrhovania konštrukcií*; Bratislava: SÚTN, 2009.
- [2] EN 1991-1-príslušné časti: *Zaťaženie konštrukcií*, Bratislava: SÚTN, 2007
- [3] EN 1992-1-1: *Navrhovanie betónových konštrukcií*, Bratislava: SÚTN, 2006
- [4] EN 1993-1-1: *Navrhovanie ocelových konštrukcií*, Bratislava: SÚTN, 2006
- [5] EN 1994-1-1: *Navrhovanie spriahnutých ocelobetónových konštrukcií*, Bratislava: SÚTN, 2006
- [6] EN 1997-1: *Navrhovanie geotechnických konštrukcií*, Bratislava: SÚTN, 2005
- [7] EN 1998-1: *Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť*, Bratislava: SÚTN, 2005
- [8] MACHÁČEK J., STUDNIČKA J.: *Ocelové konstrukce 2*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2005, 152s. ISBN 80-01-03174-8.
- [9] MACHÁČEK J.: *Ocelové konstrukce 20: patrová budova*. Vyd. 3. přeprac. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2005, 66s. ISBN 80-01-03169-1.
- [10] KOZÁK J.: *Konstrukcie vysokých budov*. ALFA, Bratislava. 1980
- [11] MAREK P.: *Kovové konstrukce pozemních staveb*. Praha: SNTL. 1985, 656 s.
- [12] HAVRAN I.: *Betónové konstrukcie: vysoké budovy : navrhovanie podľa spoločných európskych noriem*. Bratislava: Nakladateľstvo STU, 2011. Edícia vysokoškolských učebníc. ISBN 978-80-227-3458-5
- [13] DOSTÁLOVÁ, Michaela. *Výškové budovy a jejich specifika*. Praha, 2011. Dostupné tiež z: <https://goo.gl/9Zqsdz>
- [14] *EUROSTAV*. Bratislava: Vydavateľstvo Eurostav, spol s.r.o., 2005/2. (str. 12-29)
- [15] RICHARD P, CHEYREZY M.: *Reactive Powder Concrete with High Ductility and 200-800 MPa Compressive Strenght*, ACI SPI, 507-518 s.,1994
- [16] KOZÁK J. a kol.: *Spriahnuté a kombinované ocelobetónové konstrukcie pozemných stavieb*. Bratislava: Jaga group, v.o.s., 2000, 161 s. ISBN 80-88905-32-X
- [17] MACHÁČEK J.: *Navrhování ocelových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8 ; Navrhování hliníkových kostrukcí*. Praha: Pro Ministerstvo pro

místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě; vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009. ISBN 978-80-87093-86-3.

- [18] STUDNÍČKA J.: *Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1994-1-1*; Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě; vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009. ISBN 978-80-87093-85-6.
- [19] KYSEĽ J. a kol.: *Statika stavieb s príkladmi*. Spolok statikov Slovenska, 2013, 460 s. ISBN 978-80-89655-02-1
- [20] ĎURICOVÁ A, ROVNÁK M.: *Navrhovanie ocelovo-betónových konštrukcií podľa STN EN 1994-1-1*. VEDA, 2008, 265 s. ISBN 978-80-224-1022-9
- [21] MATEJČNÁ L.: *Nosná železobetonová konstrukce výškové administrativní budovy*, Ostrava, 2014. Diplomová práce. VŠB – Technická univerzita Ostrava, 150 s. Vedúci diplomovej práce prof. Ing. Radim Čajka, CSc.

INTERNETOVÉ ZDROJE

- [I.1] [online]. [cit. 2017-08-10]. Dostupné z: <https://www.emporis.com/>
- [I.2] [online]. [cit. 2017-09-10]. Dostupné z: <http://www.ctbuh.org/>
- [I.3] [online]. [cit. 2017-09]. MACHÁČEK J.: Prednášky k predmetu *Ocelove konstrukce 01*;
- [I.4] [online]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/~machacek>
- [I.5] [online]. [cit. 2017-22-11]. Dostupné z: <https://goo.gl/S5xRGM>

Použité výpočtové a grafické programy

- Microsoft Office 2016
- SCIA Engineer 16.1
- IDEA StatiCa
- Tekla Structures Learning
- AutoCAD 2014
- Mathcad 15
- RuckZuck 6.0

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Návrh výškové budovy symetrického půdorysu

Design of the symmetric high-rise building

PRÍLOHY

Študent:

Bc. Martin Laštík

Vedúci diplomovej práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2017

ZOZNAM PRÍLOH

Príloha č. 1:	Výpočet zaťaženia snehom
Príloha č. 2:	Výpočet zaťaženia vetrom
Príloha č. 3:	Predbežný návrh nosných prvkov konštrukcie
Príloha č. 4:	Spriahnutá plechobetónová doska
Príloha č. 5:	Spriahnutá stropnica; SCIA Engineer
Príloha č. 6:	Požiarna odolnosť - stropnica
Príloha č. 7:	Požiarna odolnosť – stropnica; SCIA Engineer
Príloha č. 8:	Predbežné posúdenie požiarnej odolnosti
Príloha č. 9:	Posúdenie vybraného stĺpa
Príloha č. 10:	Posúdenie vybraného stĺpa; SCIA Engineer
Príloha č. 11:	Posúdenie stuženia objektu
Príloha č. 12:	Návrh a posúdenie vybraných spojov konštrukcie
Príloha č. 13:	Posúdenie základovej dosky - MSÚ

OSTATNÉ

Príloha č. 14:	CD nosič
-----------------------	----------

VÝKRESY

Výkres č. 1:	Výrobný výkres stropnice ST1	1:10
Výkres č. 2:	Výrobný výkres prievlaku P1 + P2	1:10; 1:20
Výkres č. 3:	Výrobný výkres prievlaku P4	1:10
Výkres č. 4:	Axonometria v +43,000	1:50
Výkres č. 5:	Výrobný výkres stĺpa S1	1:10
Výkres č. 6:	Pôdorys typického podlažia	1:50

Príloha č. 1 Výpočet zaťaženia snehom

Výpočet klimatického zaťaženia: STN EN 1991-1-3: zaťaženie snehom

Charakteristické zaťaženie snehom s_k pôsobiace na strechu:

Súčinitele a , b podľa tab. NA.1:

Tabuľka NA.1 Odporúčané hodnoty súčiniteľov a a b

Zóna	1 a 3	2	4	5
a	0,454	0,425	0,716	0,934
b	970	505	430	315

snehová oblasť 2: $a := 0.425$ nadmorská výška stavenista v (m): $A := 137.3$ m
 $b := 505$

hodnota char. zaťaženia snehom na povrchu zeme: $s_k := \left(a + \frac{A}{b}\right) \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ $s_k = 0.697 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$

tvárový súčiniteľ: $\mu_1 := 0.8$ pre plochú strechu

súčiniteľ expozície: $C_e := 1$ pre normálnu topografiu

tepelný súčiniteľ: $C_t := 1$ pre bežný prípad

súčiniteľ spoľahlivosti: $\gamma_Q := 1.5$

Charakteristická hodnota zaťaženia snehom:

$$s_1 := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad s_1 = 0.558 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Návrhová hodnota zaťaženia snehom:

$$s_d := s_1 \cdot \gamma_Q \quad s_d = 0.836 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Príloha č. 2 Výpočet zaťaženia vetrom

Výpočet klimatického zaťaženia: STN EN 1991-1-4: zaťaženie vetrom

Lokalita stavby : Bratislava

- vetrová oblasť II

- kategória terénu IV

konštrukčná výška podlažia:

$$v := \begin{cases} \text{for } i \in 1..20 \\ v_i \leftarrow 3.8 \cdot m \\ \text{for } i \in 21 \\ v_i \leftarrow 5 \cdot m \\ v \end{cases}$$

výšky jednotlivých podlaží od terénu:

$$z := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \\ z_i \leftarrow 81 \cdot m \\ \text{for } i \in 2..20 \\ z_i \leftarrow z_1 - (i-1) \cdot v_i \\ \text{for } i \in 21 \\ z_i \leftarrow v_i \\ z \end{cases}$$

Fundamentálna hodnota základnej rýchlosti vetra:

definovanie vetrovej oblasti:

$$v_{b,0} := 26 \cdot m \cdot s^{-1}$$

Základná rýchlosť vetra:

súčiniteľ smerovosti:

$$c_{dir} := 1$$

odporúčaná hodnota

súčiniteľ sezónosti:

$$c_{season} := 1$$

odporúčaná hodnota

základná rýchlosť vetra:

$$v_b := c_{season} \cdot c_{dir} \cdot v_{b,0} \quad v_b = 26 \frac{m}{s}$$

Stredná rýchlosť vetra:

súčiniteľ orografie:

$$c_0(z) := 1$$

odporúčaná hodnota pre rovinný terén

dĺžka drsnosti:

$$z_0 := 1 \cdot m$$

pre IV. kategóriu

minimálna výška podľa kategórie terénu:

$$z_{min} := 10 \cdot m$$

pre IV. kategóriu

maximálna výška nad terénom:

$$z_{max} := 200 \cdot m$$

pre IV. kategóriu

dĺžka drsnosti, terén II. kategórie:

$$z_{0II} := 0.05 \cdot m$$

súčiniteľ terénu:

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0.07} \quad k_r = 0.23$$

súčiniteľ drsnosti terénu:

$$c_r(z) := \begin{cases} \left(k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right) & \text{if } z_{min} \leq z \\ \left(k_r \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) \right) & \text{if } z < z_{min} \end{cases}$$

stredná rýchlosť vetra vo výške "z" nad terénom:

$$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

súčiniteľ turbulencie:

$$k_I := 1$$

odporúčaná hodnota

intenzita turbulencie vetra vo výške "z" nad terénom:

$$I_V(z) := \begin{cases} \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{if } z_{min} \leq z \\ \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right)} & \text{if } z < z_{min} \end{cases}$$

Špičkový tlak vetra:

hustota vzduchu:

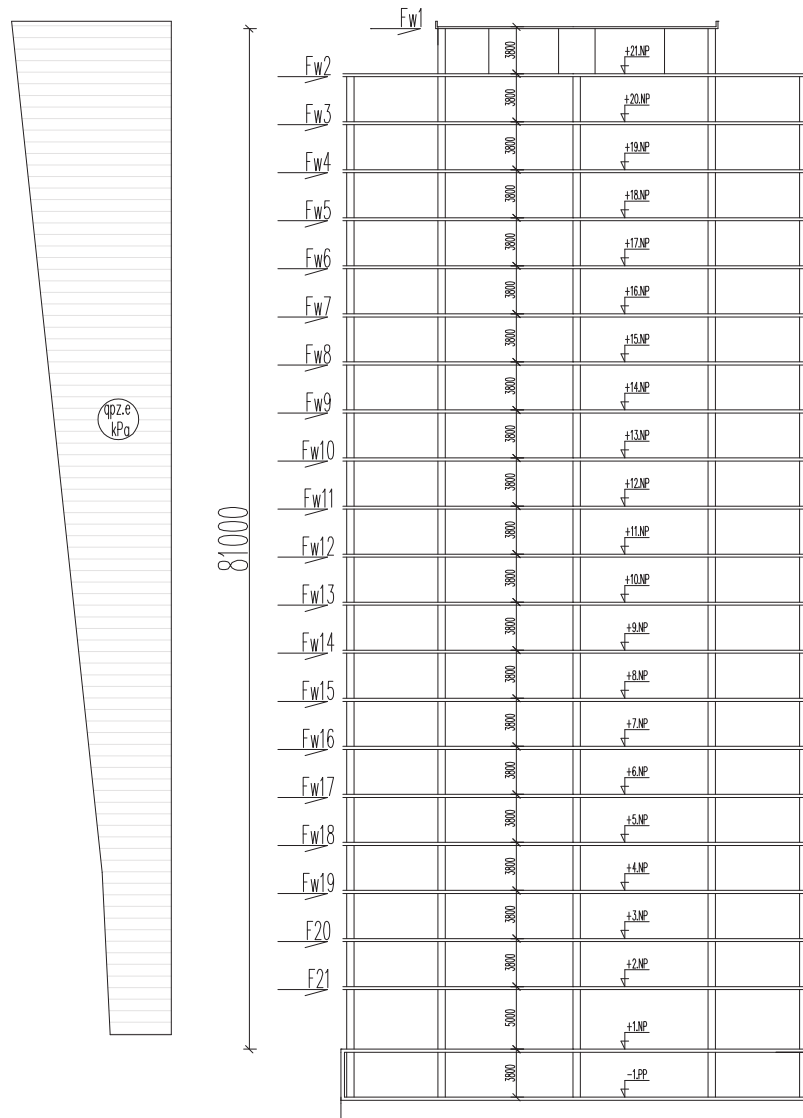
$$\rho := 1.25 \cdot \text{kg} \cdot \text{m}^{-3} \quad \text{odporúčaná hodnota}$$

základný tlak vetra:

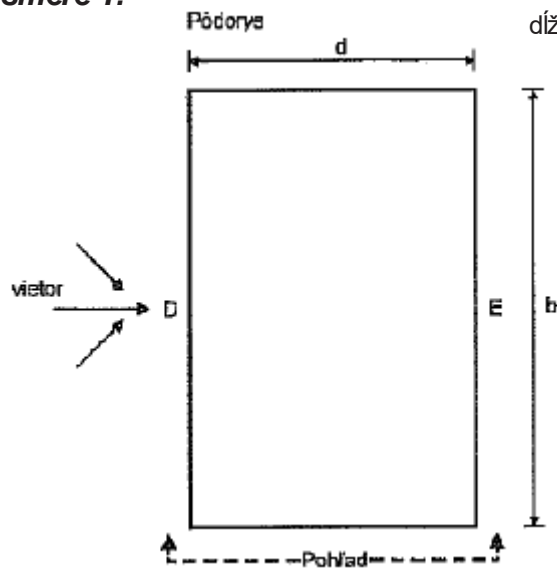
$$q_b(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \quad q_b(z) := \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{N}} \cdot \frac{1}{1000} \right)$$

Špičkový tlak vetra $q_p(z)$ vo výške z , ktorý obsahuje vplyv strednej rýchlosti vetra a krátkodobých fluktuácií:

$$q_p(z) := \left(1 + 7 \cdot I_V(z) \right) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{N}} \cdot \frac{1}{1000} \right)$$



Vietor pôsobiaci na budovu v smere Y:



šírka objektu (aj s obvodovým. plášťom) : $b := 41 \cdot \text{m}$

dĺžka objektu (aj s obvodovým. plášťom) : $d := 25 \cdot \text{m}$

výška objektu: $h := 81 \cdot \text{m}$

$e' := \min(b, 2 \cdot h)$

$e' = 41 \text{ m}$

$\frac{h}{d} = 3.24$

Oblasť	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

odporúčané hodnoty súčiniteľov vonkajšieho tlaku pri zvislých stenách pravouhlého prierezu:

tlak : $c_{pe,D,y} := 0.8$

sanie: $c_{pe,E,y} := -0.61$...interpolácia

Zohľadnenie neprítomnosti korelácie účinkov vetra medzi náveternou a záveternou stranou budovy:

$$c_{red} := 0.85 + 0.15 \cdot \left(\frac{\frac{h}{d} - 1}{4} \right)$$

$$c_{red} = 0.93$$

konštrukčná výška podlaží:	výšky jednotlivých podlaží od terénu:	súčiniteľ drsnosti:	stredná rýchlosť vetra:	intenzita turbulencie:	špičkový tlak vetra:
1	81	1.03	26.77	0.23	1.16
2	77.2	1.02	26.48	0.23	1.14
3	73.4	1.01	26.17	0.23	1.13
4	69.6	0.99	25.85	0.24	1.11
5	65.8	0.98	25.51	0.24	1.09
6	62	0.97	25.14	0.24	1.07
7	58.2	0.95	24.76	0.25	1.04
8	54.4	0.94	24.35	0.25	1.02
9	50.6	0.92	23.91	0.25	0.99
10	46.8	0.9	23.43	0.26	0.97
11	43	0.88	22.92	0.27	0.94
12	39.2	0.86	22.35	0.27	0.91
13	35.4	0.84	21.73	0.28	0.87
14	31.6	0.81	21.04	0.29	0.84
15	27.8	0.78	20.26	0.3	0.8
16	24	0.74	19.36	0.31	0.75
17	20.2	0.7	18.31	0.33	0.7
18	16.4	0.66	17.04	0.36	0.64
19	12.6	0.59	15.44	0.39	0.56
20	8.8	0.54	14.03	0.43	0.5
21	5	0.54	14.03	0.43	0.5

Výpočet charakteristickej hodnoty vodorovnej výslednice F_{wi} kvázistatického zaťaženia od vetra pôsobiaceho v smere y:

súčiniteľ konštrukcie: $c_s := 1$ $c_d := 1$

zaťažovacia šírka stropov:

zaťažovacia výška stropov:

referenčná plocha stropov:

$$b := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \\ b_i \leftarrow 24 \cdot m \\ \text{for } i \in 2..21 \\ b_i \leftarrow 41 \cdot m \\ b \end{cases}$$

$$z_v := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \\ z_{v_i} \leftarrow 1.9 \cdot m \\ \text{for } i \in 2..20 \\ z_{v_i} \leftarrow 3.8 \cdot m \\ \text{for } i \in 21 \\ z_{v_i} \leftarrow 4.4 \cdot m \\ z_v \end{cases}$$

$$A_{ref} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..21 \\ A_{ref_i} \leftarrow b_i \cdot z_{v_i} \\ A_{ref} \end{cases}$$

sila vetra v úrovni stropu na náveternej strane:

sila vetra v úrovni stropu na záveternej strane:

$$F_{w.D} = c_s \cdot c_d \cdot c_{pe.D.y} \cdot A_{ref} \cdot q_{pze} \cdot c_{red}$$

$$F_{w.E} = c_s \cdot c_d \cdot c_{pe.E.y} \cdot A_{ref} \cdot q_{pze} \cdot c_{red}$$

$$F_{w,D} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \\ F_{w,D_i} \leftarrow c_s \cdot c_d \cdot c_{pe,D,y} \cdot A_{ref_i} \cdot q_{pze_i} \cdot c_{red} \\ \text{for } i \in 2..21 \\ F_{w,D_i} \leftarrow c_s \cdot c_d \cdot c_{pe,D,y} \cdot A_{ref_i} \cdot q_{pze_i} \cdot c_{red} \\ F_{w,D} \end{cases} \quad F_{w,E} := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \\ F_{w,E_i} \leftarrow c_s \cdot c_d \cdot c_{pe,E,y} \cdot A_{ref_i} \cdot q_{pze_i} \cdot c_{red} \\ \text{for } i \in 2..21 \\ F_{w,E_i} \leftarrow c_s \cdot c_d \cdot c_{pe,E,y} \cdot A_{ref_i} \cdot q_{pze_i} \cdot c_{red} \\ F_{w,E} \end{cases}$$

Celková sila od vetra v smere y: $F_w := F_{w,D} - F_{w,E}$

Vplyv trenia od účinkov vetra na úrovni jednotlivých stropov budovy:

súčiniteľ trenia zohľadňujúci úpravu povrchu obvodového plášťa: $c_{tr} := 0.04$

charakteristická hodnota vodorovnej výslednice od účinkov trenia v úrovni stopu:

$$F_{tr} = 2 \cdot q_{pze} \cdot c_{tr} \cdot b \cdot z_v$$

$$F_{tr} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..21 \\ F_{tr_i} \leftarrow 2 \cdot q_{pze_i} \cdot c_{tr} \cdot b_i \cdot z_{v_i} \\ F_{tr} \end{cases}$$

zat'azovacia šírka stropov: (m)	referenčná plocha stropov:	sila vetra v úrovni stropu na náveternej strane:	sila vetra v úrovni stropu na záveternej strane:	celková sila od vetra v smere y:
$b =$				
1	45.6	39.58	-30.18	69.8
24	155.8	133.19	-101.56	234.7
41	155.8	131.06	-99.93	231
41	155.8	128.83	-98.23	227.1
41	155.8	126.49	-96.45	222.9
41	155.8	124.03	-94.57	218.6
41	155.8	121.43	-92.59	214
...	155.8	118.69	-90.5	209.2
	155.8	115.77	-88.27	204
	155.8	112.65	-85.9	198.6
	155.8	109.31	-83.35	192.7
	155.8	105.71	-80.6	186.3
	155.8	101.79	-77.61	179.4
	155.8	97.49	-74.33	171.8
	155.8	92.72	-70.7	163.4
	155.8	87.36	-66.61	154
	155.8	81.22	-61.93	143.2
	155.8	74.02	-56.44	130.5
	155.8	65.24	-49.74	115
	155.8	57.85	-44.11	102
	180.4	66.98	-51.08	118.1
zat'azovacia výška stropov: (m)				
1.9	155.8	87.36	-66.61	154
3.8	155.8	81.22	-61.93	143.2
3.8	155.8	74.02	-56.44	130.5
3.8	155.8	65.24	-49.74	115
3.8	155.8	57.85	-44.11	102
...	180.4	66.98	-51.08	118.1

**sila vetra v úrovni
stropu od trenia:**

	1	
1	4.24	
2	14.26	
3	14.03	
4	13.79	
5	13.54	
6	13.28	
7	13	
8	12.71	
9	12.39	
10	12.06	
11	11.7	
12	11.32	
13	10.9	
14	10.44	
15	9.93	
16	9.35	
17	8.7	
18	7.92	
19	6.98	
20	6.19	
21	7.17	

$F_{tr} =$ ·kN

**celková sila v úrovni
stropu od vetra a trenia:**

	$F_{w_tr} := F_w + F_{tr}$	
1	74	
2	249.01	
3	245.02	
4	240.85	
5	236.48	
6	231.88	
7	227.02	
8	221.89	
9	216.43	
10	210.61	
11	204.37	
12	197.63	
13	190.3	
14	182.26	
15	173.34	
16	163.32	
17	151.85	
18	138.38	
19	121.97	
20	108.15	
21	125.23	

$F_{w_tr} =$ ·kN

**liniové zaťaženie v úrovni
stropu na náveternej strane:**

	$w_D := \frac{F_{w,D} + F_{tr}}{b}$	
1	1.83	
2	3.6	
3	3.54	
4	3.48	
5	3.42	
6	3.35	
7	3.28	
8	3.2	
9	3.13	
10	3.04	
11	2.95	
12	2.85	
13	2.75	
14	2.63	
15	2.5	
16	2.36	
17	2.19	
18	2	
19	1.76	
20	1.56	
21	1.81	

$w_D =$ ·kN·m⁻¹

**liniové zaťaženie v
úrovni stropu na
záveternej strane:**

$$w_E := \frac{-F_{w,E}}{b}$$

	1	
1	1.26	
2	2.48	
3	2.44	
4	2.4	
5	2.35	
6	2.31	
7	2.26	
8	2.21	
9	2.15	
10	2.1	
11	2.03	
12	1.97	
13	1.89	
14	1.81	
15	1.72	
16	1.62	
17	1.51	
18	1.38	
19	1.21	
20	1.08	
21	1.25	

$w_E =$ ·kN·m⁻¹

**celková liniové
zaťaženie
od vetra
v smere y:**

$$w_{celk} := \frac{F_w + F_{tr}}{b}$$

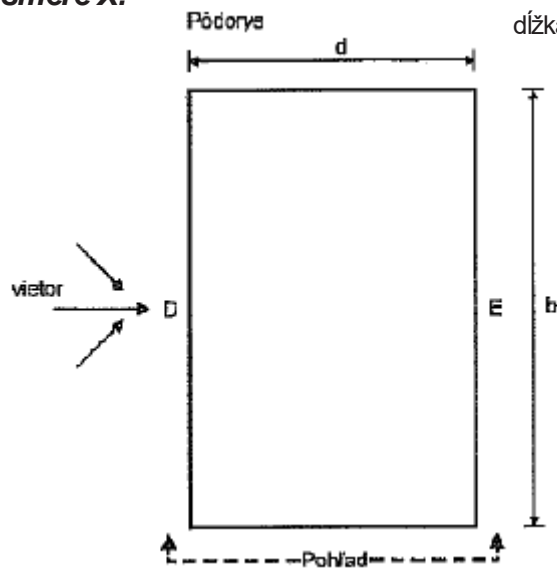
	1	
1	3.08	
2	6.07	
3	5.98	
4	5.87	
5	5.77	
6	5.66	
7	5.54	
8	5.41	
9	5.28	
10	5.14	
11	4.98	
12	4.82	
13	4.64	
14	4.45	
15	4.23	
16	3.98	
17	3.7	
18	3.38	
19	2.97	
20	2.64	
21	3.05	

$w_{celk} =$ ·kN·m⁻¹

**Maximálny charakteristický momentový účinok
(v jadre 1.NP):**

$$M_{Ed,y} := \sum_i (z_i \cdot F_{w_tr,i}) = 182.2 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Vietor pôsobiaci na budovu v smere X:



šírka objektu (aj s obvodovým plášťom) : $b := 25 \cdot \text{m}$

dĺžka objektu (aj s obvodovým plášťom) : $d := 41 \cdot \text{m}$

výška objektu: $h = 81 \text{ m}$

$$e' := \min(b, 2 \cdot h)$$

$$e' = 25 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 1.98$$

Oblasť	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

odporúčané hodnoty súčiniteľov vonkajšieho tlaku pri zvislých stenách pravouhlého prierezu:

tlak : $c_{pe,D,x} := 0.8$

sanie: $c_{pe,E,x} := -0.55$...interpolácia

Zohľadnenie neprítomnosti korelácie účinkov vetra medzi náveternou a záveternou stranou budovy:

$$c_{red} := 0.85 + 0.15 \cdot \left(\frac{\frac{h}{d} - 1}{4} \right)$$

$$c_{red} = 0.89$$

konštrukčná výška podlaží: (m)		výšky jednotlivých podlaží od terénu: (m)	súčiniteľ drsnosti:	stredná rýchlosť vetra: (m/s)	intenzita turbulencie:	špičkový tlak vetra:		
v =		1	81	1.03	26.77	0.23	1.16	
	1	3.8	77.2	1.02	26.48	0.23	1.14	
	2	3.8	73.4	1.01	26.17	0.23	1.13	
	3	3.8	69.6	0.99	25.85	0.24	1.11	
	4	3.8	65.8	0.98	25.51	0.24	1.09	
	5	3.8	62	0.97	25.14	0.24	1.07	
	6	3.8	58.2	0.95	24.76	0.25	1.04	
	7	...	54.4	0.94	24.35	0.25	1.02	
			50.6	0.92	23.91	0.25	0.99	
			46.8	0.9	23.43	0.26	0.97	
		z =	43 m	c _{rze} =	v _{mze} =	$\frac{\pi}{s} I_{Vze} =$	q _{pze} =	$\cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
			39.2	0.88	22.92	0.27	0.94	
			35.4	0.86	22.35	0.27	0.91	
			31.6	0.84	21.73	0.28	0.87	
			27.8	0.81	21.04	0.29	0.84	
			24	0.78	20.26	0.3	0.8	
			20.2	0.74	19.36	0.31	0.75	
		16.4	0.7	18.31	0.33	0.7		
		12.6	0.66	17.04	0.36	0.64		
		8.8	0.59	15.44	0.39	0.56		
		5	0.54	14.03	0.43	0.5		
			0.54	14.03	0.43	0.5		

Výpočet charakteristickej hodnoty vodorovnej výslednice F_{wi} kvázistatického zaťaženia od vetra pôsobiaceho v smere X:

súčiniteľ konštrukcie: $c_s = 1$ $c_d = 1$

zaťažovacia šírka stropov:

$$b := \begin{cases} \text{for } i \in 1 \\ b_i \leftarrow 8 \cdot m \\ \text{for } i \in 2..21 \\ b_i \leftarrow 25 \cdot m \\ b \end{cases}$$

referenčná plocha stropov:

$$A_{ref} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..21 \\ A_{ref_i} \leftarrow b_i \cdot z_{v_i} \\ A_{ref} \end{cases}$$

sila vetra v úrovni stropu na náveternej strane:

$$F_{w,D} = c_s \cdot c_d \cdot c_{pe,D,y} \cdot A_{ref} \cdot q_{pze} \cdot c_{red}$$

sila vetra v úrovni stropu na záteternej strane:

$$F_{w,E} = c_s \cdot c_d \cdot c_{pe,E,y} \cdot A_{ref} \cdot q_{pze} \cdot c_{red}$$

Celková sila od vetra v smere x:

$$F_w := F_{w,D} - F_{w,E}$$

Vplyv trenia od účinkov vetra na úrovni jednotlivých stropov budovy:

súčiniteľ trenia zohľadňujúci úpravu povrchu obvodového plášťa: $c_{tr} = 0.04$

charakteristická hodnota vodorovnej výslednice od účinkov trenia v úrovni stropu:

zaťažovacia šírka stropov: (m)	referenčná plocha stropov: (m ²)	sila vetra v úrovni stropu na náveternej strane: (kN)	sila vetra v úrovni stropu na záveternej strane:	celková sila od vetra v smere x:
1	15.2	12.52	-9.55	22.07
2	95	77.09	-58.78	135.87
3	95	75.86	-57.84	133.7
4	95	74.56	-56.86	131.42
5	95	73.21	-55.82	129.03
6	95	71.79	-54.74	126.52
7	95	70.28	-53.59	123.88
8	95	68.7	-52.38	121.08
	95	67.01	-51.09	118.1
	95	65.2	-49.72	114.92
	95	63.27	-48.24	111.51
	95	61.18	-46.65	107.84
	95	58.91	-44.92	103.84
	95	56.43	-43.02	99.45
	95	53.67	-40.92	94.59
	95	50.56	-38.55	89.12
	95	47.01	-35.85	82.86
	95	42.84	-32.67	75.51
	95	37.76	-28.79	66.55
	95	33.48	-25.53	59.01
	110	38.77	-29.56	68.33

zaťažovacia výška stropov: (m)	$A_{ref} =$	m^2	$F_{w,D} =$	$\cdot kN$	$F_{w,E} =$	$\cdot kN$	$F_w =$	$\cdot kN$
1.9								
3.8								
3.8								
3.8								
...								

**sila vetra v úrovni
stropu od trenia:**

	1	
1	4.24	
2	14.26	
3	14.03	
4	13.79	
5	13.54	
6	13.28	
7	13	
8	12.71	
9	12.39	
10	12.06	
11	11.7	
12	11.32	
13	10.9	
14	10.44	
15	9.93	
16	9.35	
17	8.7	
18	7.92	
19	6.98	
20	6.19	
21	7.17	

$F_{tr} =$ ·kN

**celková sila v úrovni
stropu od vetra a trenia:**

$$F_{w_tr} := F_w + F_{tr}$$

	1	
1	26.31	
2	150.13	
3	147.73	
4	145.21	
5	142.58	
6	139.8	
7	136.88	
8	133.78	
9	130.49	
10	126.98	
11	123.22	
12	119.15	
13	114.73	
14	109.89	
15	104.51	
16	98.47	
17	91.55	
18	83.43	
19	73.54	
20	65.21	
21	75.5	

$F_{w_tr} =$ ·kN

**líniové zaťaženie v úrovni
stropu na náveternej strane:**

$$w_D := \frac{F_{w_D} + F_{tr}}{b}$$

	1	
1	2.1	
2	3.65	
3	3.6	
4	3.53	
5	3.47	
6	3.4	
7	3.33	
8	3.26	
9	3.18	
10	3.09	
11	3	
12	2.9	
13	2.79	
14	2.67	
15	2.54	
16	2.4	
17	2.23	
18	2.03	
19	1.79	
20	1.59	
21	1.84	

$w_D =$ ·kN·m⁻¹

**línové zaťaženie v
úrovni stropu na
záveternej strane:**

$$w_E := \frac{-F_{w_E}}{b}$$

	1	
1	1.19	
2	2.35	
3	2.31	
4	2.27	
5	2.23	
6	2.19	
7	2.14	
8	2.1	
9	2.04	
10	1.99	
11	1.93	
12	1.87	
13	1.8	
14	1.72	
15	1.64	
16	1.54	
17	1.43	
18	1.31	
19	1.15	
20	1.02	
21	1.18	

$w_E =$ ·kN·m⁻¹

**celková línové
zaťaženie
od vetra
v smere y:**

$$w_{celk} := \frac{F_w + F_{tr}}{b}$$

	1	
1	3.29	
2	6.01	
3	5.91	
4	5.81	
5	5.7	
6	5.59	
7	5.48	
8	5.35	
9	5.22	
10	5.08	
11	4.93	
12	4.77	
13	4.59	
14	4.4	
15	4.18	
16	3.94	
17	3.66	
18	3.34	
19	2.94	
20	2.61	
21	3.02	

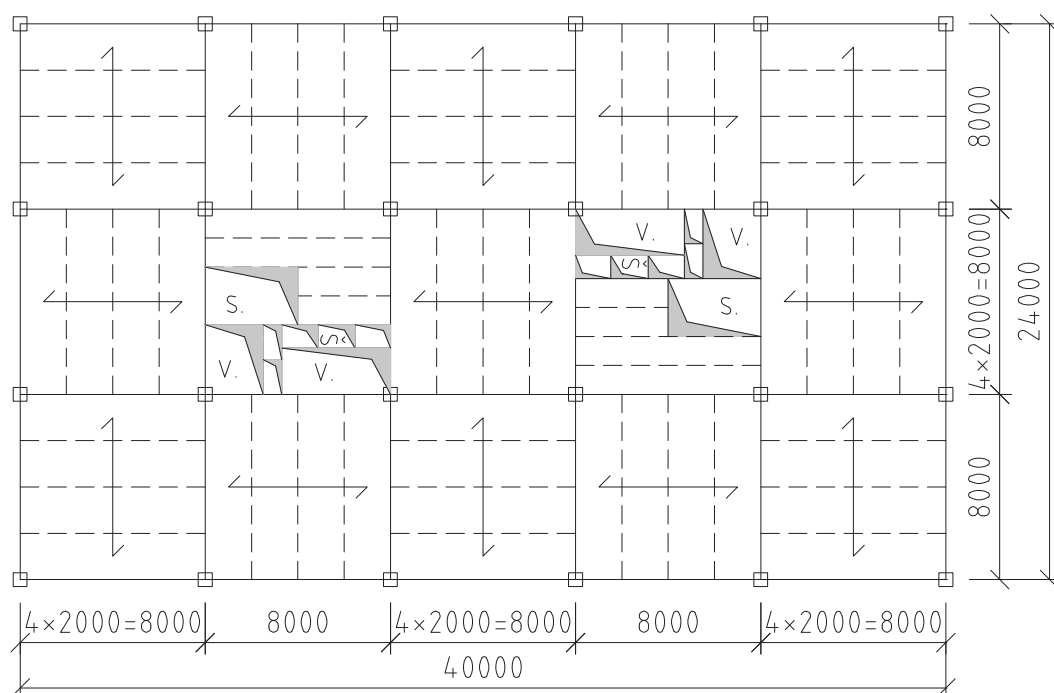
$w_{celk} =$ ·kN·m⁻¹

**Maximálny charakteristický momentový účinok
(v jadre 1.NP):**

$$M_{Ed,x} := \sum_i (z_i \cdot F_{w_tr,i}) = 108.4 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

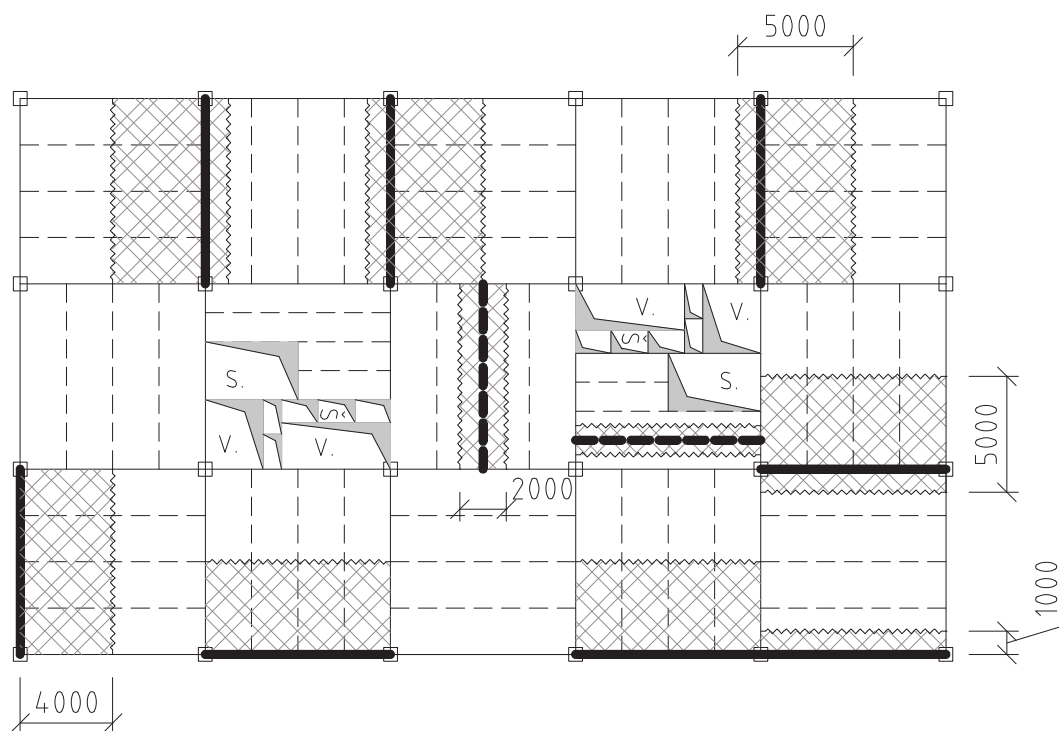
Príloha č. 3 Predbežný návrh rozmerov nosných prvkov

Schématický pôdorys bežného podlažia s prestupmi v strope a so schodiskovým priestorom



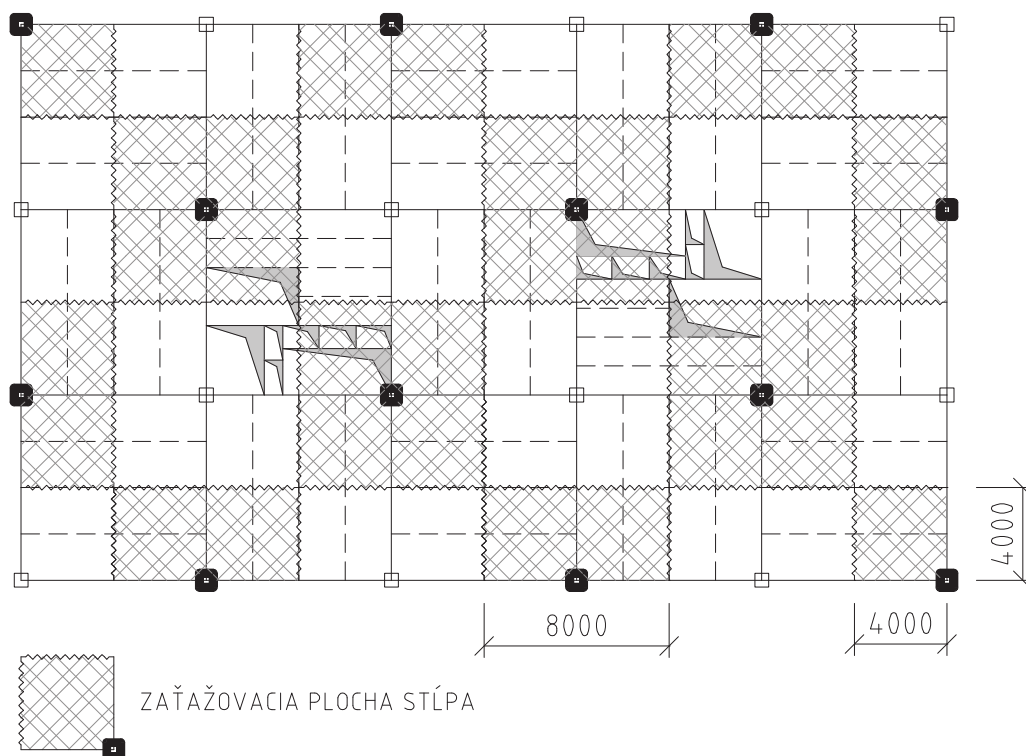
PRIEVLAK STROPNICA STĽP SMER TRÁPEZOVÉHO PLECHU
 V. - VÝŤAH S. - SCHODIKO Š. - ŠACHTY

Zaťažovacie šírky prievlakov a stropníc - vybrané prvky



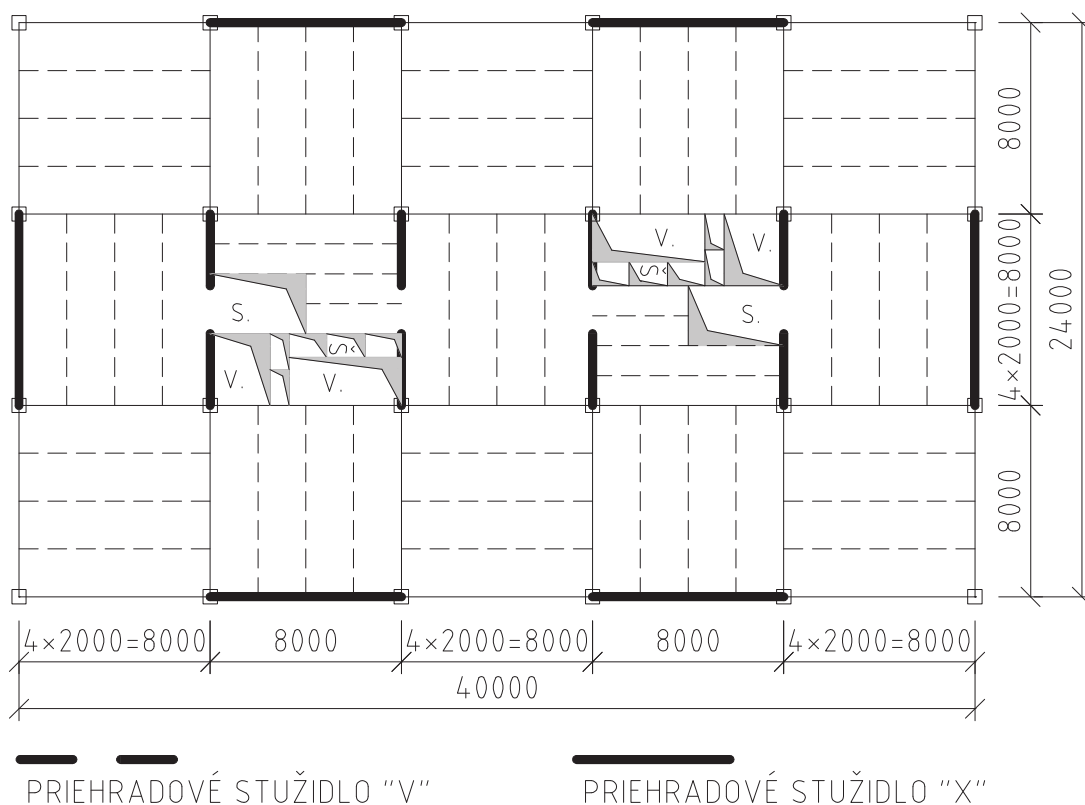
V. - VÝŤAH S. - SCHODIKO Š. - ŠACHTY

Zaťažovacie plochy stĺpov - vybrané stĺpy



Rozmiestnenie stužidiel

Zvislé stuženie objektu bude zabezpečené kombináciou, priehradového stuženia s tlačnou alebo ťahanou diagonálou. Predbežné rozloženie stužidiel.



Predbežný výpočet nosných prvkov

Materialové charakteristiky:

Betón C25/30

$$f_{ck} := 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.67 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 31.5 \text{ GPa}$$

$$f_{cc} := 0.85 \cdot f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$$

Oceľ S355

$$f_{yk} := 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} := 1.00$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355.00 \text{ MPa}$$

$$E_a := 210 \text{ GPa}$$

Betonárska výstuž B500B

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

Trapézový plech

$$f_{yp} := 350 \text{ MPa}$$

$$E_0 := 210 \text{ GPa}$$

Trapézový plech

Rozpätie prievlakov:

$$L_p := 8.00 \text{ m}$$

Osová vzdialenosť prievlakov:

$$l_p := 8.00 \text{ m}$$

Počet stropníc:

$$n_{st} := 3$$

Rozpätie stropnice:

$$L_{st} := l_p = 8.00 \text{ m}$$

Osová vzdialenosť stropníc:

$$l_{st} := \frac{L_p}{n_{st} + 1} = 2.00 \text{ m}$$

Predbežný návrh hrúbky dosky:

$$h := 110 \text{ mm}$$

Návrh trapézového plechu: Cofraplus 60

Geometrické parametre stropného plechu:

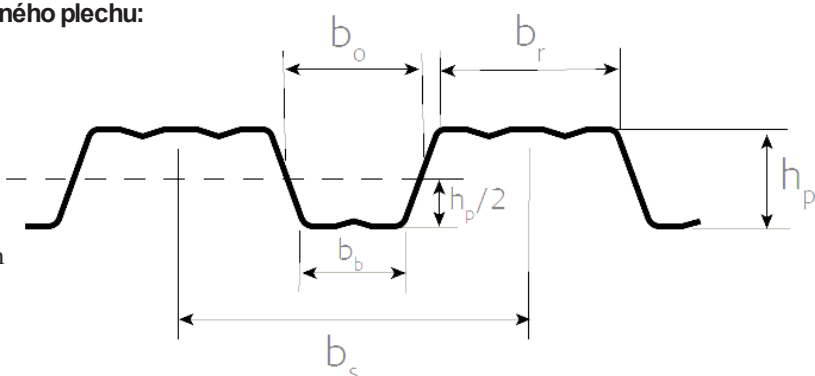
Rozmery plechu:

$$b_s := 207 \text{ mm} \quad b_b := 62 \text{ mm}$$

$$h_p := 58 \text{ mm} \quad t_p := 1.00 \text{ mm}$$

$$b_r := 106 \text{ mm} \quad b_0 := 81.5 \text{ mm}$$

$$m_p := 0.1137 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$



Prierezové charakteristiky plechu na 1m:

Efektívna prierezová plocha plechu:

$$A_{eff} := 13.91 \text{ cm}^2$$

Moment zotrvačnosti prierezu:

$$I_{y,eff} := 74.53 \text{ cm}^4$$

Poloha neutralnej osi k spodným vláknám:

$$e_d := 33.3 \text{ mm}$$

Prierezový modul k spodným vláknám: $W_{y,eff,d} := \frac{I_{y,eff}}{e_d} = 22.38 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$

Prierezový modul k horným vláknám: $W_{y,eff,h} := \frac{I_{y,eff}}{h_p - e_d} = 30.17 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$

Výška betónu nad trapézovým plechom: $h_c := h - h_p = 52 \cdot \text{mm}$

Podmienky návrhu:

$h \geq 90\text{mm}$ $h_c \geq 50\text{mm}$ $\frac{b_r}{b_s} < 0.6$

Posúdenie:

Posúdenie_výšky := "Vyhovuje" if $h \geq 90\text{mm} \wedge h_c \geq 50\text{mm}$ = "Vyhovuje"
"Nevyhovuje" otherwise

Posúdenie_pomeru := "Vyhovuje" if $\frac{b_r}{b_s} < 0.6$ = "Vyhovuje"
"Nevyhovuje" otherwise

Podľa podkladov výrobcu plechu je spotreba betónu na m^2 pri hrúbke dosky 110 mm 0,075 m^3 .

A teoretická váha stropnej dosky 1,87 kN/m^2 pre betón s mernou hmotnosťou 25 kN/m^3 .

Výpočet priemernej výšky betónu odpadá keďže máme určenú spotrebu betónu na meter štvorcový.

Posúdenie trapézového plechu ako strateného debnenia:

- Zaťaženie:
- tiaž čerstvého betónu a oceľového plechu
 - zaťaženie pri betonáži, hromadenie betónu počas betonáže podľa EN 1991-1-6
 - rybníkový efekt.

Zaťaženie stropnej konštrukcie: (uvažuje sa pruh dosky 1m široký)

Vrstva - popis zaťaženia	Objemová tiaž	Hrúbka vrstvy	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m^3]	d [m]	g_k [kN/m^2]	γ_G [-]	g_d [kN/m^2]
Čerstvý betón	26	-	1,95	1,35	2,63
Plech	-	-	0,11	1,35	0,15
		Σ	2,06	Σ	2,78

Tiaž betónovej dosky: $g_{2k.cb} := [0.075 \cdot \text{m} + (h - 110\text{mm})] \cdot \rho_{c,b} = 1.95 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$

Celkové zaťaženie (charakteristické) 1m šírky: $f_{1k} := 2.06 \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Celkové zaťaženie návrhové: $f_{1d} := f_{1k} \cdot 1.35 = 2.78 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Zaťaženie pri betonáži:

Premenné pri betonáži	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	g_k [kN/m^2]	γ_G [-]	g_d [kN/m^2]
Na dĺžke 3m	1,5	1,50	2,25
Ostatné	0,75	1,50	1,13

Zaťaženia, ktoré sa počas betónovania majú súčasne uvažovať môžu zahŕňať osoby, debnenie a nosné prvky, vrátane tiaže čerstvého betónu.

Trápezový plech pôsobí ako spojitý nosník o dvoch poliach.

Maximálny charakteristický záporný moment:
$$M_{\max.k} := \left| -0.125 \cdot f_{1k} \cdot l_{st}^2 \right| = 1.03 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Rybníkový efekt:

Priehyb od vlastnej tiaže plechu a
čerstvého betónu:

$$w_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{f_{1k} \cdot l_{st}^4}{E_0 \cdot I_{y.\text{eff}}} - \frac{1}{16} \cdot \frac{M_{\max.k} \cdot l_{st}^2}{E_0 \cdot I_{y.\text{eff}}} = 1.10 \cdot \text{mm}$$

Podmienka:

$$\frac{h_c}{10} = 5.20 \cdot \text{mm}$$

Pozn.: Podľa normy STN EN 1994-1-1 sa rybníkový efekt uvažuje k celkovej výške betónu.

Limitný priehyb:

$$w_{\text{lim}} := \frac{l_{st}}{180} = 11.11 \cdot \text{mm}$$

Posúdenie na MSP:

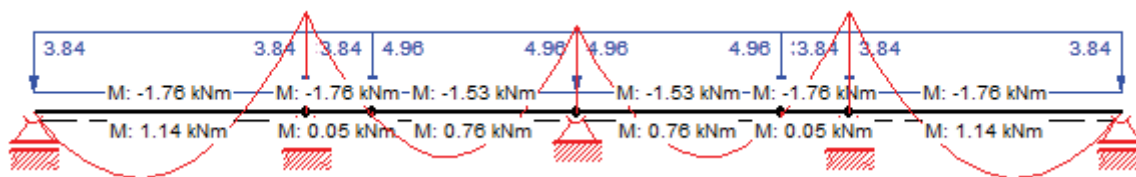
Posúdenie_MSP_rybnik_efekt :=	"Vyhovuje MSP" if $w_1 \leq w_{\text{lim}} \wedge w_1 \leq \frac{h_c}{10}$
	"Nevyhovuje, uvažujem s rybníkovým efektom" otherwise

Posúdenie_MSP_rybnik_efekt = "Vyhovuje MSP"

Vnútné sily:

Maximálny záporný moment nad vnútornou
podporou.

$$M_{p.Ed.zap} := -1.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

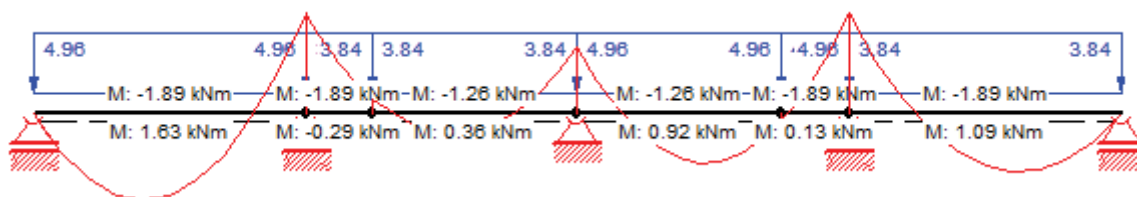


Záporná momentová únosnosť plechu:

$$M_{p.Rd.zap} := \frac{-W_{y.\text{eff}} \cdot h \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = -10.56 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maximálny kladný ohybový moment:

$$M_{p.Ed.kl} := 1.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Kladná momentová únosnosť plechu:

$$M_{p.Rd.kl} := \frac{W_{y.\text{eff}} \cdot d \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = 7.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Posúdenie na MSÚ:

Posúdenie_MSU :=	"Vyhovuje" if $-M_{p.Rd.zap} \geq -M_{p.Ed.zap} \wedge M_{p.Rd.kl} \geq M_{p.Ed.kl}$ = "Vyhovuje"
	"Nevyhovuje" otherwise

$$\frac{M_{p.Ed.zap}}{M_{p.Rd.zap}} = 0.17 \quad \frac{M_{p.Ed.kl}}{M_{p.Rd.kl}} = 0.21$$

Stropnica - montážny stav (pôsobí len oceľový nosník):

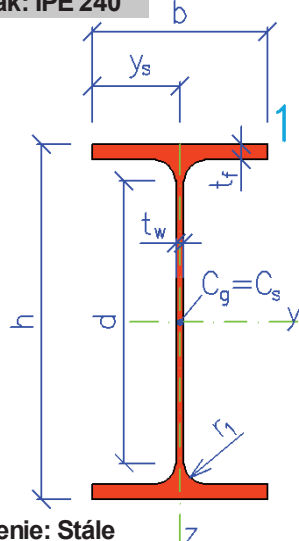
Rozpätie stropnice:

$$L_{st} = 8.00 \text{ m}$$

Zaťažovacia šírka stropnice:

$$l_{st} = 2.00 \text{ m}$$

Prievlak: IPE 240



Hmotnosť na meter:

$$G_{st} := 30.7 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \quad g_{st} := 0.307 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$h_{IP} := 240 \text{ mm} \quad b_{IP} := 120 \text{ mm} \quad r := 15 \text{ mm}$$

$$t_w := 6.2 \text{ mm} \quad t_f := 9.8 \text{ mm} \quad d := 190.4 \text{ mm}$$

$$h_w := h_{IP} - 2 \cdot t_f = 220.4 \text{ mm} \quad A_{IP} := 3910 \text{ mm}^2$$

$$A_a := 2 \cdot t_f \cdot b_{IP} + t_w \cdot (h_{IP} - 2 \cdot t_f) = 3718 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_y := 38.92 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{y,el} := 324 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{y,pl} := 367 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Zat'azenie: Stále

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	$\rho \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$d \text{ [m]}$	$g_k \text{ [kN/m]}$	$\gamma_G \text{ [-]}$	$g_d \text{ [kN/m]}$
Nosník IPE	-	-	0,30	1,35	0,41
TR plech	0,11	2	0,22	1,35	0,30
Čerstvý betón	1,95	2	3,90	1,35	5,27
		Σ	4,42	Σ	5,97

Zat'azenie :Premenné pri betonáži

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	$\rho \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$d \text{ [m]}$	$g_k \text{ [kN/m]}$	$\gamma_G \text{ [-]}$	$g_d \text{ [kN/m]}$
Na dĺžke 3m	1,5	2	3,00	1,50	4,50
Ostatné	0,75	2	1,50	1,50	2,25

MSP: - prieťah len od stáleho zat'azenia:

Prieťah sa určuje len od stáleho zaťaženia, pretože je potrebné zistiť aký prieťah zostane po odstránení všetkého premenného zaťaženia pri betonáži. Taktiež treba overiť možný účinok rybníkového efektu.

Montážny prieťah:

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{k, \text{st. mon}} \cdot L_{st}^4}{I_y \cdot E_a} = 28.8 \cdot \text{mm}$$

Nadvýšenie stropnice:

$$\delta_{nad} = 12 \cdot \text{mm}$$

Výsledný prieťah:

$$\delta_{st} := \delta - \delta_{nad} = 16.8 \cdot \text{mm}$$

Limitný prieťah rybníkový efekt:

$$20 \text{ mm}$$

Limitný prieťah MSP

$$\frac{L_{st}}{250} = 32 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Montážny_priehyb_MSP} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \delta_{st} \leq \frac{L_{st}}{250} \wedge \delta_{st} \leq 20\text{mm} \\ \text{"nevyhovuje, uvažujem s rybníkovým efektom"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Montážny_priehyb_MSP = "vyhovuje"

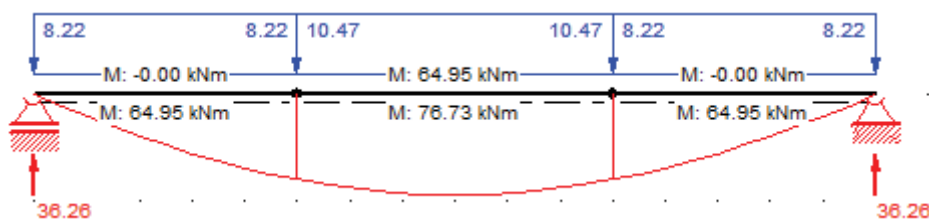
Priehyb nevyhovuje na rybníkový efekt, navrhujem výrobné nadvýšenie stropnice o hodnotu

$$\delta_{nad} = 12.00\text{mm}$$

MSÚ: Vnútorne sily:

$$M_{Ed} := 76.73\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed} := 36.26\text{kN}$$



Zatriedenie prierezu IPE pre nespriahnutý nosník (montážne štádium).

prečnievajúca časť pásnice: $c := \frac{b_{IP} - t_w - 2r}{2} = 41.90\text{mm}$ $\epsilon := \sqrt{\frac{235\text{MPa}}{f_{yd}}} = 0.81$

$$\beta_f := \frac{c}{t_f} = 4.28$$

$$\text{Trieda_pásnica} := \begin{cases} \text{"Trieda 1"} & \text{if } \beta_f \leq 72 \cdot \epsilon \\ \text{"Trieda 2"} & \text{if } 72 \epsilon \leq \beta_f \leq 83 \cdot \epsilon \\ \text{"Trieda 3"} & \text{if } 83 \epsilon \leq \beta_f \leq 124 \cdot \epsilon \\ \text{"Pozor štíhly prierez"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Trieda 1"}$$

$$\beta_w := \frac{d}{t_w} = 30.7$$

$$\text{Trieda_stojina} := \begin{cases} \text{"Trieda 1"} & \text{if } \beta_w \leq 72 \cdot \epsilon \\ \text{"Trieda 2"} & \text{if } 72 \epsilon \leq \beta_w \leq 83 \cdot \epsilon \\ \text{"Trieda 3"} & \text{if } 83 \epsilon \leq \beta_w \leq 124 \cdot \epsilon \\ \text{"Pozor štíhly prierez"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Trieda 1"}$$

Posúdenie prierezu pre šmyk:

Konzervatívne $\eta = 1.0$

$$\frac{h_w}{t_w} = 35.55 \leq 72 \cdot \frac{\epsilon}{\eta} = 58.58$$

$$A_{vz} := 1.04 \cdot h_{IP} \cdot t_w = 1547.52\text{mm}^2$$

Plastická únosnosť prierezu v smyku:

$$V_{pl.a.z.Rd} := \frac{A_{vz} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 317.18\text{kN} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl.a.z.Rd}} = 11\%$$

$$\text{Posúdenie_na_malý_šmyk} := \begin{cases} \text{"Malý šmyk - vyhovuje"} & \text{if } V_{pl.a.z.Rd} \geq 2 \cdot V_{Ed} \\ \text{"nevyhovuje, veľký šmyk"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Malý šmyk - vyhovuje"}$$

Plastická únosnosť prierezu v ohybe:

$$M_{Pl.a.y.Rd} := \frac{W_{y.pl} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 130.29\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Posúdenie_ohyb} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } M_{Pl.a.y.Rd} \geq M_{Ed} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Pl.a.y.Rd}} = 59\%$$

Tuhosť trapezového plechu je vzhľadom k polohe prievlaku vyššia a preto **netreba uvažovať vplyv klopenia** pri betónáži.

Stropnica - prevádzkový stav (pôsobí oceľobetónový nosník)

Rozpätie stropnice: $L_{st} = 8.00 \text{ m}$

Zaťažovacia šírka stropnice: $l_{st} = 2.00 \text{ m}$

Zat'azenie: Stále

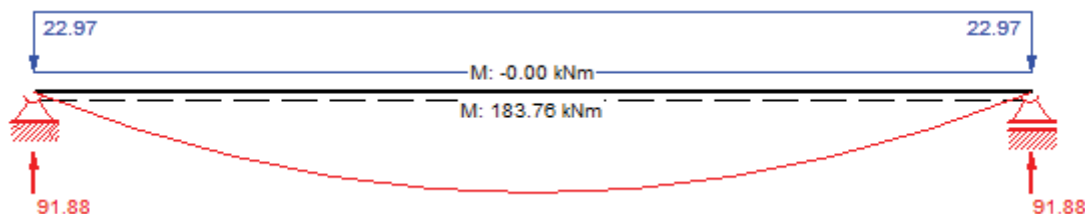
Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	$\rho \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$d \text{ [m]}$	$g_k \text{ [kN/m]}$	$\gamma_G \text{ [-]}$	$g_d \text{ [kN/m]}$
Nosník IPE; $m=40\text{kg/m}$	-	-	0,30	1,35	0,41
TR plech	0,11	2	0,22	1,35	0,30
Betón	1,88	2	3,76	1,35	5,08
Podlaha	1,70	2	3,40	1,35	4,59
		Σ	7,68	Σ	10,37

Zat'azenie : Úžitkové

Kategória zaťažovanej plochy	Plošné zaťaženie	zaťaž. šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	$\rho \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$d \text{ [m]}$	$g_k \text{ [kN/m]}$	$\gamma_G \text{ [-]}$	$g_d \text{ [kN/m]}$
B - Administratíva	3,00	2	6,00	1,50	9,00
Priestupné priečky	1,20	2	2,40	1,50	3,60
		Σ	8,40	Σ	12,60

MSÚ:

Vnútorne sily: $M_{Ed} := 0.125 \cdot (g_{d,st} + q_{d,st}) \cdot L_{st}^2 = 183.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $V_{Ed} := \frac{(g_{d,st} + q_{d,st}) \cdot L_{st}}{2} = 91.9 \cdot \text{kN}$



Posúdenie šmyk: Vplyv betónovej dosky sa zanedbáva

Plastická únosnosť prierezu v smyku: $V_{pl.a.z.Rd} = 317.18 \cdot \text{kN}$

Posúdenie_na_malý_šmyk := "Malý šmyk - vyhovuje" if $V_{pl.a.z.Rd} \geq 2 \cdot V_{Ed}$ = "Malý šmyk - vyhovuje"
"nevyhovuje, veľký šmyk" otherwise

Posúdenie ohyb:

Spolupôsobiaci šírka dosky: $b_e := \min\left(\frac{L_{st}}{8}, \frac{l_{st}}{2}\right) = 1.00 \text{ m}$ $b_{eff} := 2 \cdot b_e = 2.00 \text{ m}$

Predpoklad: Neutrálna os prechádza betónovou doskou

$$x := \frac{\frac{A_a \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}}{\frac{b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}} = 46.6 \cdot \text{mm} \quad h_c = 52.00 \cdot \text{mm}$$

Posúdenie_neut_osi := $\begin{cases} \text{"Neutrálna os sa nachádza v betóne"} & \text{if } x \leq h_c \\ \text{"neútralna os sa nenachádza v betóne"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Posúdenie_neut_osi = "Neutrálna os sa nachádza v betóne"

$$h_a := h + \frac{h_{IP}}{2} = 230.00 \cdot \text{mm} \quad M_{pl.Rd} := \frac{A_a \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(h_a - \frac{x}{2} \right) = 273 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed} = 183.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Posúdenie_spriahnutého_prievlaku := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } M_{pl.Rd} \geq M_{Ed} \\ \text{"Nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 67\%$$

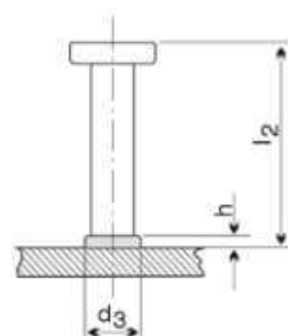
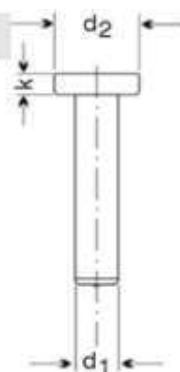
Návrh spriahovacích prostriedkov - rebrá kolmo na nosník

Spřahovací trn typ SD

druh materiálu:

- materiál : ocel 4.8 **St37-3k**

d_1	l_2	d_2	d_3	k	h
10	50~125	19,1	12,5	7,1	4
13	50~175	25,4	17	8	5
16	50~175	31,7	21	8	7
19	50~175	31,7	24	10	9
22	75~200	34,9	28	10	10
25	100~175	40,9	30,5	12,7	10



- Spriahovacie prostriedky typu SD podľa EN 1994-1-1
- Material S235J2+C450 ($f_u=450$ MPa)

Rozmery spriahovacieho prostriedku:

$$d := 19 \text{ mm} \quad h_{sc} := 95 \text{ mm}$$

$$f_u := 450 \text{ MPa} \quad f_y := 235 \text{ MPa}$$

Hrúbka dosky:

$$h_d := h = 110.00 \cdot \text{mm}$$

Výška TR plechu:

$$h_p = 58.00 \cdot \text{mm}$$

Šírka hornej pásnice:

$$b_{IP} = 120.00 \cdot \text{mm}$$

Hrúbka hornej pásnice:

$$t_f = 9.80 \cdot \text{mm}$$

Min. uloženie trapézového plechu na prievlak:

$$50 \text{ mm}$$

Únosnosť trňov s hlavou v šmyku:

$$\frac{h_{sc}}{d} = 5.00 \quad \gamma_v := 1.25$$

$$\alpha := \begin{cases} 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{if } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1.0 & \text{if } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases} = 1.00$$

Únosnosť trňa v štrihu:

$$P_{Rk.1} := \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}{\gamma_v} = 81.7 \cdot \text{kN}$$

Otláčenie betónu:

$$P_{Rk.2} := \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 74.32 \cdot \text{kN}$$

Rozhoduje menšia únosnosť:

$$P_{Rd} := \min(P_{Rk.1}, P_{Rk.2}) = 74.32 \cdot \text{kN}$$

Redukovaná únosnosť - rebrá kolmo k ose nosníka:

Počet trňov v rebre: $n_r := 1$

$$k_t := \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \frac{h_{sc} - h_p}{h_p} = 0.63 \quad k_{t,max} := 0.85$$

$$k_t := \min(k_t, k_{t,max}) = 0.63$$

Redukovaná návrhová únosnosť:

$$P_{Rd,r} := k_t \cdot P_{Rd} = 46.64 \cdot \text{kN}$$

Minimálny počet spriahovacích prostriedkov:

Sila N_{cf} je daná menšou z hodnôt:

$$N_{cf,a} := \frac{A_{IP} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 1388.05 \cdot \text{kN}$$

$$A_c := h_c \cdot b_{eff} = 104 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$N_{cf,c} := \frac{A_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 1473.33 \cdot \text{kN}$$

$$n_f := \frac{\min(N_{cf,a}, N_{cf,c})}{P_{Rd,r}} = 29.76$$

$$n_f = 30$$

Navrhnutý trapézový plech má vlny po $b_s = 207.00 \cdot \text{mm}$ a spriahovacie trne sa umiestňujú vždy jeden do každej

vlny, na polovicu nosníka môže byť umiestnených len $n := \text{floor}\left(\frac{0.5 \cdot L_{st}}{b_s}\right) = 19.00$.

Podmienka duktility je splnená:

$$\frac{n}{n_f} = 0.63 \quad \text{je viac ako} \quad 0.25 + 0.03 \cdot \frac{L_{st}}{m} = 0.49$$

Redukovaná ohybová únosť

$$M_{Rd,r} := M_{Pl.a.y.Rd} + (M_{pl.Rd} - M_{Pl.a.y.Rd}) \cdot \frac{n}{n_f} = 221 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,r}} = 83. \%$$

MSP:

Posúdenie priehybu spriahnutého nosníka za predpokladu pružného pôsobenia. Účinný modul pružnosti betónu je uvažovaný s vplyvom dotvarovania betónu:

$$E_c := \frac{E_{cm}}{2} = 15.75 \cdot \text{GPa}$$

Pracovný súčiniteľ:

$$n := \frac{E_a}{E_c} = 13.33$$

Poloha neutralnej osi:

$$x := \frac{A_{IP} \cdot h_a + \frac{1}{n} \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \frac{h_c}{2}}{A_{IP} + \frac{1}{n} \cdot h_c \cdot b_{eff}} = 94.12 \cdot \text{mm}$$

Vzdialenosť ťažiska oceľového prierezu od ťažiska ideálneho prierezu:

$$z_a := h + \frac{h_{IP}}{2} - x = 135.88 \cdot \text{mm}$$

Vzdialenosť ťažiska betónového prierezu od ťažiska ideálneho prierezu:

$$z_c := x - \frac{h_c}{2} = 68.12 \cdot \text{mm}$$

Moment zotrvačnosti ideálneho prierezu:

$$I_i := I_y + A_{IP} \cdot z_a^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c^3 + h_c \cdot b_{\text{eff}} \cdot z_c^2 \right)$$

$$I_i = 147.31 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Overenie pružného pôsobenia nosníka v MSP:

$$p_{k,\text{mon}} := g_{k,\text{st.mon}} = 4.42 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$p_{k,\text{provoz}} := g_{k,\text{st}} - g_{k,\text{st.mon}} + q_{k,\text{st}} = 11.66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$M_{\text{Ek.mon}} := \frac{1}{8} \cdot p_{k,\text{mon}} \cdot L_{\text{st}}^2 = 35.36 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ek.provoz}} := \frac{1}{8} \cdot p_{k,\text{provoz}} \cdot L_{\text{st}}^2 = 93.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Napätie v dolných vláknach ocelového nosníka:

$$\sigma_a := \frac{M_{\text{Ek.mon}}}{W_{y,\text{el}}} + \frac{M_{\text{Ek.provoz}}}{I_i} \cdot \left(z_a + \frac{h_{IP}}{2} \right) = 271.2 \cdot \text{MPa}$$

Napätie v horných vláknach betónovej dosky:

$$\sigma_c := \frac{1}{n} \cdot \frac{M_{\text{Ek.provoz}}}{I_i} \cdot x = 4.47 \cdot \text{MPa}$$

posúdenie :=	<div> "vyhovuje, nosník pôsobí v MSP pružne" if $\sigma_a \leq f_{yd} \wedge \sigma_c \leq 0.85 \cdot f_{ck}$ "nevyhovuje" otherwise </div>
--------------	---

posúdenie = "vyhovuje, nosník pôsobí v MSP pružne"

Prieťah od premenného zaťaženia:

Pozn.: prieťah od stáleho zaťaženia bol už vypočítaný v predchádzajúcom návrhu.

$$\delta_{\text{st}} = 16.84 \cdot \text{mm}$$

Premenne zaťaženie+ ostatné stále:

$$q_{k,\text{st}} + (g_{k,\text{st}} - g_{k,\text{st.mon}}) = 11.66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$\frac{L_{\text{st}}}{250} = 32.00 \cdot \text{mm}$$

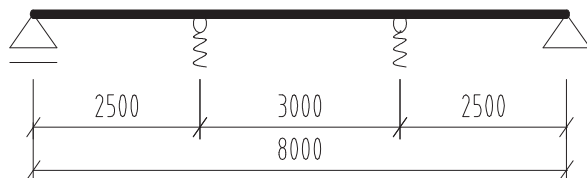
$$\delta_k := \frac{5}{384} \cdot \frac{[q_{k,\text{st}} + (g_{k,\text{st}} - g_{k,\text{st.mon}})] \cdot L_{\text{st}}^4}{E_a \cdot I_i} = 20.10 \cdot \text{mm}$$

Posúdenie_prieťahu :=	<div> "vyhovuje" if $\delta_k \leq \frac{L_{\text{st}}}{250}$ "nevyhovuje" otherwise </div>	= "vyhovuje"
-----------------------	---	--------------

Posúdenie celkového prieťahu δ_{max} sa podľa ČSN EN 1993-1-1 NA1 nevyžaduje.

Prievlak - montážne podopretý

Prievlak bude montážne podopretý a navrhnutý tak aby dva nadsebou spriahnuté prievlaky s minimálne 14 dní starým betónom montážne podopreli min. ďalšie 3 ocelové prievlaky. Statická schéma ocelového prievlaku je znázornená na obrázku a ide o spojitý nosník uložený na pružných podporách. Tuhosť montážnych podpôr závisí na tuhosti spriahnutého prievlaku.



Rozmiestnenie a počet montážnych podpôr vychádza z najpriaznivejších vnútorných síl na konečný nosník, možnosti podpíer (nosnosť 90kN do 5,5m výšky) a pracnosti.

Rozpätie prievlakov:

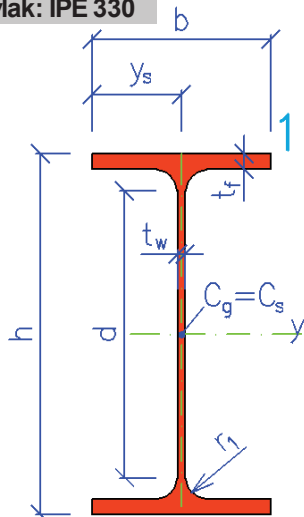
$$L_p := 8.00\text{m}$$

Predbežný návrh hrúbky dosky:

$$h := 110\text{mm}$$

Prievlak - montážny stav (pôsobí len ocel'ový nosník):

Prievlak: IPE 330



Hmotnosť na meter:

$$G_{st} := 49.1\text{kg}\cdot\text{m}^{-1} \quad g_{st} := 0.491\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$$

$$h_{IP} := 330\text{mm} \quad b_{IP} := 160\text{mm} \quad r := 18\text{mm}$$

$$t_w := 7.5\text{mm} \quad t_f := 11.5\text{mm} \quad d := 271\text{mm}$$

$$h_w := h_{IP} - 2 \cdot t_f = 307.0\text{mm} \quad A_{IP} := 6260\text{mm}^2$$

$$A_a := 2 \cdot t_f \cdot b_{IP} + t_w \cdot (h_{IP} - 2 \cdot t_f) = 5983\text{mm}^2$$

$$I_y := 117.70 \cdot 10^6\text{mm}^4$$

$$W_{y,el} := 713 \cdot 10^3\text{mm}^3 \quad W_{y,pl} := 804 \cdot 10^3\text{mm}^3$$

Zat'azenie: Stále

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ²]	d [m]	g_k [kN/m]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
Nosník IPE; + 1,5x stropnica	-	-	1,10	1,35	1,49
TR plech	0,11	5	0,55	1,35	0,74
Čerstvý betón	1,95	5	9,75	1,35	13,16
		Σ	11,40	Σ	15,39

Zat'azenie :Premenné pri betonáži

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ²]	d [m]	g_k [kN/m]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
Na dĺžke 3m (1,5*3+0,75*2)	1,5	-	6,00	1,50	9,00
Ostatné	0,75	5	3,75	1,50	5,63

MSP: - priehyb len od stáleho zaťaženia:

Priehyb sa určuje len od stáleho zaťaženia, pretože je potrebné zistiť aký priehyb zostane po odstránení všetkého premenného zaťaženia pri betonáži. Taktiež treba overiť možný účinok rybníkového efektu.

Montážny prieťah (hodnota zo SCIE): $\delta := 9.24\text{mm}$



Tuhosť montážnych podpier bola daná na základe tuhosti podopierajúceho nosníka s hodnotou $1,95\text{mN/m}$

Limitný prieťah rybníkový efekt: 20mm

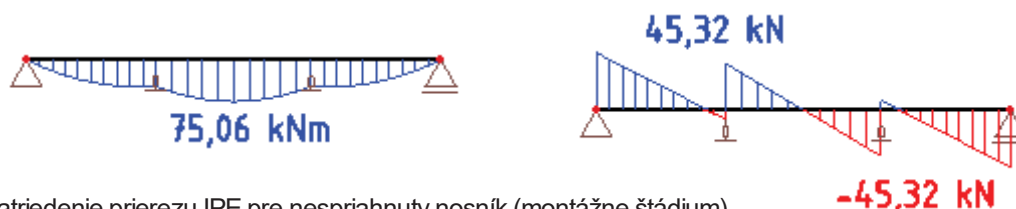
Limitný prieťah MSP $\frac{L_p}{250} = 32.00\text{mm}$

Montážny_prieťah_MSP :=	"vyhovuje, rybníkový efekt sa neuvažuje" if $\delta \leq \frac{L_p}{250} \wedge \delta \leq 20\text{mm}$
	"nevyhovuje, uvažujeme s rybníkovým efektom" otherwise

Montážny_prieťah_MSP = "vyhovuje, rybníkový efekt sa neuvažuje"

MSÚ:

Návrhové vnútorné sily: $M_{Ed.mon} := 75.06\text{kN}\cdot\text{m}$ $M_{Ek.mon} := 53.70\text{kN}\cdot\text{m}$ $V_{Ed.mon} := 45.32\text{kN}$
stále zaťaženie



Zatriedenie prierezu IPE pre nespriahnutý nosník (montážne štádium).

prečnievajúca časť pásnice: $c := \frac{b_{IP} - t_w - 2r}{2} = 58.25\text{mm}$ $\epsilon := \sqrt{\frac{235\text{MPa}}{f_{yd}}} = 0.81$

$\beta_f := \frac{c}{t_f} = 5.07$ $\text{Trieda_pásnica} := \begin{cases} \text{"Trieda 1"} & \text{if } \beta_f \leq 72 \cdot \epsilon \\ \text{"Trieda 2"} & \text{if } 72 \cdot \epsilon \leq \beta_f \leq 83 \cdot \epsilon \\ \text{"Trieda 3"} & \text{if } 83 \cdot \epsilon \leq \beta_f \leq 124 \cdot \epsilon \\ \text{"Pozor štíhly prierez"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Trieda 1"}$

$\beta_w := \frac{d}{t_w} = 36.1$ $\text{Trieda_stojina} := \begin{cases} \text{"Trieda 1"} & \text{if } \beta_w \leq 72 \cdot \epsilon \\ \text{"Trieda 2"} & \text{if } 72 \cdot \epsilon \leq \beta_w \leq 83 \cdot \epsilon \\ \text{"Trieda 3"} & \text{if } 83 \cdot \epsilon \leq \beta_w \leq 124 \cdot \epsilon \\ \text{"Pozor štíhly prierez"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Trieda 1"}$

Posúdenie prierezu pre šmyk: $\frac{h_w}{t_w} = 40.93 \leq 72 \cdot \frac{\epsilon}{\eta} = 58.58$ $\eta \equiv 1.0$ **Konzervatívne**

$$A_{vz} := 1.04 \cdot h_{IP} \cdot t_w = 2574.00 \cdot \text{mm}^2$$

Plastická únosnosť prierezu v šmyku:

$$V_{pl.a.z.Rd} := \frac{A_{vz} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 527.57 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie_na_malý_šmyk :=	"Malý šmyk - vyhovuje" if $V_{pl.a.z.Rd} \geq 2 \cdot V_{Ed.mon}$
	"nevyhovuje, veľký šmyk" otherwise

Posúdenie_na_malý_šmyk = "Malý šmyk - vyhovuje"

Plastická únosnosť prierezu v ohybe:

$$M_{Pl.a.y.Rd} := \frac{W_{y.pl} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 285.42 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

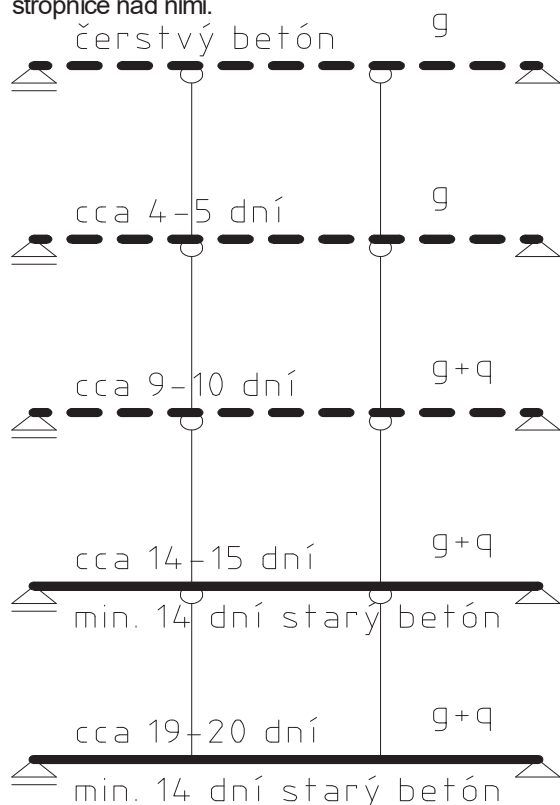
Posúdenie_ohyb := "vyhovuje" if $M_{Pl.a.y.Rd} \geq M_{Ed.mon}$ = "vyhovuje"
"nevyhovuje" otherwise

$$\frac{M_{Ed.mon}}{M_{Pl.a.y.Rd}} = 26\%$$

Tuhosť trapézového plechu je vzhľadom k polohe prievlaku vyššia a preto **netreba uvažovať vplyv klopenia** pri betonáži.

Prievlak - montážno prevádzkové štádium; vek betónu > 14 dní

Spriahnuté ocelobetónové stropnice s minimálne 14 dní starým betónom podopierajú min. 3 oceľové stropnice nad nimi.



Pozn.: Pod najspodnejším prievlakom sa môže od odstrániť podopretie po zaliatí poslednej stropnej dosky (vylúčime pôsobenie montážneho premenného zaťaženia na najvyššej doske).

Zat'azenie: Stále

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ²]	d [m]	g_k [kN/m]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
Nosník IPE; + 1,5x stropnica	-	-	1,10	1,35	1,49
TR plech	0,11	5	0,55	1,35	0,74
Betón	1,88	5	9,40	1,35	12,69
		Σ	11,05	Σ	14,92

Zat'azenie : Premenné pri výstavbe

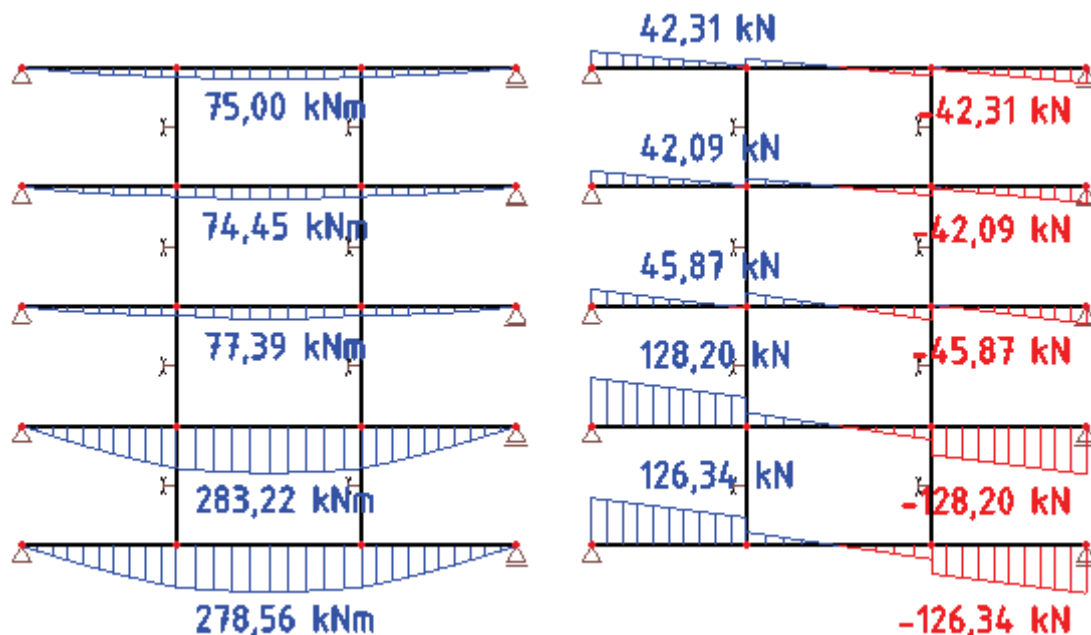
Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ²]	d [m]	g_k [kN/m]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
Na dĺžke 3m (1,5*3+0,75*2)	1,5	-	6,00	1,50	9,00
Ostatné	0,75	5	3,75	1,50	5,63

MSÚ:

Vnútorne sily:

$$M_{Ed.14} := 283.22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ed.14} := 128.20 \text{ kN}$$



Posúdenie šmyk: Vplyv betónovej dosky sa zanedbáva

Plastická únosnosť prierezu v smyku:

$$V_{pl.a.z.Rd} = 527.57 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie_na_malý_šmyk₁₄ :=

"Malý šmyk - vyhovuje"	if $V_{pl.a.z.Rd} \geq 2 \cdot V_{Ed.14}$
"nevyhovuje, veľký šmyk"	otherwise

Posúdenie_na_malý_šmyk₁₄ = "Malý šmyk - vyhovuje"

Posúdenie ohyb:

Spolupôsobiaci šírka dosky: $b_e := \min\left(\frac{L_p}{8}, \frac{5m}{2}\right) = 1.00 \text{ m}$ $b_{eff} := 2 \cdot b_e = 2.00 \text{ m}$

Predpoklad: Neutrálna os prechádza betónovou doskou:

Časový nárast pevnosti betónu v tlaku je charakterizovaný vzťahom

$$\beta_{cc} := \exp\left[s_c \cdot \left[1 - \left(\frac{28\text{day}}{t_s}\right)^{0.5}\right]\right] = 0.92$$

$$t_s = 14\text{day} \quad s_c = 0.2 \quad \text{pre cement triedy R}$$

$$f_{ck.14} := \beta_{cc} \cdot f_{ck} = 23.01 \cdot \text{MPa}$$

Modul pružnosti betónu pre vek 14 dní, s účinkom dotvarovania a za predpokladu pružného pôsobenia vypočítame podľa vzťahu:

$$E_{c.14} := \frac{\left(\frac{\beta_{cc} \cdot f_{ck.14}}{f_{ck}}\right)^{0.3} \cdot E_{cm}}{2} = 14.99 \cdot \text{GPa}$$

$$x_{14} := \frac{\frac{A_a \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}}{\frac{b_{eff}^{0.85} \cdot f_{ck.14}}{\gamma_c}} = 81.43 \cdot \text{mm}$$

Hrúbka dosky z prechádzajúceho výpočtu:

$$h_c := h - h_p = 52.00 \cdot \text{mm}$$

Posúdenie_neut_osi := $\begin{cases} \text{"Neutrálna os sa nachádza v betóne"} & \text{if } x_{14} \leq h_c \\ \text{"neútralna os sa nenachádza v betóne"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Posúdenie_neut_osi = "neútralna os sa nenachádza v betóne"

$$M_{Ed.14} = 283.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Predpoklad: Neutrálna os prechádza pásnicou oceleového prierezu:

$$x_{14} := \frac{\frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} - \frac{0.85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot \beta_{cc} \cdot f_{ck.14}}{\gamma_c}}{2 \cdot b_{IP} \cdot f_{yd}} = 7.71 \cdot \text{mm}$$

Posúdenie_neut_osi := $\begin{cases} \text{"Neutrálna os sa nachádza v pásnici"} & \text{if } x_{14} \leq t_f \vee x_{14} \leq 0 \text{mm} \\ \text{"neútralna os sa nenachádza v pásnici"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Posúdenie_neut_osi = "Neutrálna os sa nachádza v pásnici"

$$h_a := h + \frac{h_{IP}}{2} = 275.00 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd.14} := \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(h_a - \frac{h_c}{2} \right) - 2 \cdot \frac{b_{IP} \cdot t_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(x_{14} + \frac{h_c}{2} \right) = 484.79 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Posúdenie_spriahnutého_prievalu := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } M_{pl.Rd.14} \geq M_{Ed.14} \\ \text{"Nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

Návrh spriahovacích prostriedkov bude počítaný na konečný stav - Prevádzkové štádium.

MSP:

Pracovný súčiniteľ:

$$n := \frac{E_a}{E_{c.14}} = 14.01$$

Poloha neutralnej osi:

$$x := \frac{A_{IP} \cdot h_a + \frac{1}{n} \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \frac{h_c}{2}}{A_{IP} + \frac{1}{n} \cdot h_c \cdot b_{eff}} = 139.93 \cdot \text{mm}$$

Vzdialenosť ťažiska oceleového prierezu od ťažiska ideálneho prierezu:

$$z_a := h + \frac{h_{IP}}{2} - x = 135.07 \cdot \text{mm}$$

Vzdialenosť ťažiska betónového prierezu od ťažiska ideálneho prierezu:

$$z_c := x - \frac{h_c}{2} = 113.93 \cdot \text{mm}$$

Moment zotrvačnosti ideálneho prierezu:

$$I_i := I_y + A_{IP} \cdot z_a^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{eff} \cdot h_c^3 + h_c \cdot b_{eff} \cdot z_c^2 \right)$$

$$I_i = 328.24 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Overenie pružného pôsobenia nosníka v MSP:

$$M_{Ek.mon} = 53.70 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ek.14} := 204.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Napätie v dolných vláknach oceleového nosníka:

$$\sigma_{a.14} := \frac{M_{Ek.mon}}{W_{y.el}} + \frac{M_{Ek.14}}{I_i} \cdot \left(z_a + \frac{h_{IP}}{2} \right) = 262.5 \cdot \text{MPa}$$

Napätie v horných vláknach betónovej dosky: $\sigma_{c.14} := \frac{1}{n} \cdot \frac{M_{Ek.14}}{I_1} \cdot x = 6.23 \cdot \text{MPa}$

posúdenie := $\begin{cases} \text{"vyhovuje, nosník pôsobí v MSP pružne"} & \text{if } \sigma_{a.14} \leq f_{yd} \wedge \sigma_{c.14} \leq 0.85 \cdot \beta_{cc} \cdot f_{ck} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases}$

posúdenie = "vyhovuje, nosník pôsobí v MSP pružne" $\frac{\sigma_{a.14}}{f_{yk}} = 74\% \quad \frac{\sigma_{c.14}}{0.85 \cdot \beta_{cc} \cdot f_{ck}} = 32\%$

Priehyb od premenného zaťaženia:

Pozn.: priehyb od stáleho zaťaženia bol už vypočítaný v predchádzajúcom návrhu. $\delta = 9.24 \cdot \text{mm}$

Priehyb od premenného montážneho zaťaženia: $\delta_q := 16.95 \text{mm} \quad \frac{L_{st}}{400} = 20.00 \cdot \text{mm}$

Posúdenie_priehybu := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \delta_q \leq \frac{L_p}{400} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

Posúdenie celkového priehybu δ_{max} sa podľa ČSN EN 1993-1-1 NA1 nevyžaduje.

Prievlak - prevádzkový stav (pôsobí oceľobetónový nosník):

Zaťaženie: Stále

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	$\rho \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$d \text{ [m]}$	$g_k \text{ [kN/m]}$	$\gamma_G \text{ [-]}$	$g_d \text{ [kN/m]}$
Nosník IPE; + 1,5x stropnica	-	-	1,10	1,35	1,49
TR plech	0,11	5	0,55	1,35	0,74
Betón	1,88	5	9,40	1,35	12,69
Podlaha, Podhl'ad	1,70	5	8,50	1,35	11,48
		Σ	19,55	Σ	26,39

Zaťaženie :Úžitkové

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	$\rho \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$d \text{ [m]}$	$g_k \text{ [kN/m]}$	$\gamma_G \text{ [-]}$	$g_d \text{ [kN/m]}$
B - Administratíva	3	5	15,00	1,50	22,50
Priestorové priečky	1,2	5	6,00	1,50	9,00
		Σ	21,00	Σ	31,50

Úžitkové zaťaženie na prvku s veľkou zaťažovacou plochou možno redukovať podľa vzťahu:

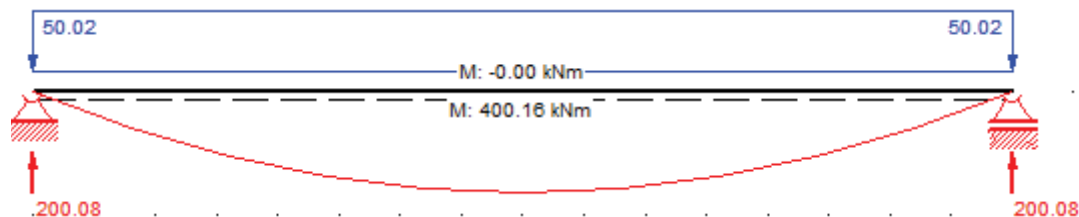
Kombinačný súč.: B - Administratíva: $\psi_0 := 0.7$

$A_p := L_p \cdot 5m = 40 \cdot m^2 \quad \alpha_A := \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A_p} = 0.75 \quad q_{k,p,r} := \alpha_A \cdot q_{k,p} = 15.75 \cdot \text{kN} \cdot m^{-1}$

$A_0 = 10m^2 \quad q_{d,p,r} := q_{k,p,r} \cdot 1.5 = 23.63 \cdot \text{kN} \cdot m^{-1}$

MSÚ:

Vnútročné sily: $M_{Ed} := 0.125 \cdot (g_{d,p} + q_{d,p,r}) \cdot L_p^2 = 400.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ $V_{Ed} := \frac{(g_{d,p} + q_{d,p,r}) \cdot L_p}{2} = 200.1 \cdot \text{kN}$



Posúdenie šmyk: Vplyv betónovej dosky sa zanedbáva

Plastická únosnosť prierezu v smyku: $V_{pl.a.z.Rd} = 527.57 \cdot \text{kN}$

Posúdenie_na_malý_šmyk := $\begin{cases} \text{"Malý šmyk - vyhovuje"} & \text{if } V_{pl.a.z.Rd} \geq 2 \cdot V_{Ed} \\ \text{"nevyhovuje, veľký šmyk"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Malý šmyk - vyhovuje"}$

Posúdenie ohyb:

Spolupôsobiaci šírka dosky: $b_e := \min\left(\frac{L_p}{8}, \frac{5m}{2}\right) = 1.00 \text{ m}$ $b_{eff} := 2 \cdot b_e = 2.00 \text{ m}$

Neutrálna os prechádza pásnicou oceľového prierezu:

Posúdenie_neut_osi = "Neutrálna os sa nachádza v pásnici"

$$x := \frac{\frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} - \frac{0.85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c}}{2 \cdot b_{IP} \cdot f_{yd}} = 5.73 \cdot \text{mm}$$

Posúdenie_neut_osi := $\begin{cases} \text{"Neutrálna os sa nachádza v pásnici"} & \text{if } x \leq t_f \vee x \leq 0 \text{mm} \\ \text{"neútralna os sa nenachádza v pásnici"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Posúdenie_neut_osi = "Neutrálna os sa nachádza v pásnici"

$$M_{pl.Rd} := \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(h_a - \frac{h_c}{2}\right) - 2 \cdot \frac{b_{IP} \cdot t_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(x + \frac{h_c}{2}\right) = 487.38 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Posúdenie_spriahnutého_prievalu := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } M_{pl.Rd} \geq M_{Ed} \\ \text{"Nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl.Rd}} = 82\%$$

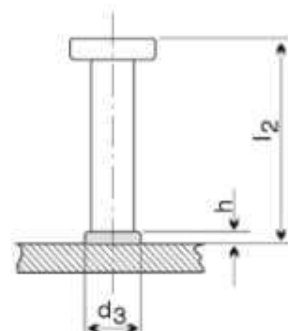
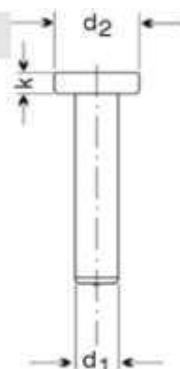
Návrh spriahovacích prostriedkov - rebrá kolmo na nosník

Spřahovací trn typ SD

druh materiálu:

- materiál : ocel 4.8 **St37-3k**

d_1	l_2	d_2	d_3	k	h
10	50~125	19,1	12,5	7,1	4
13	50~175	25,4	17	8	5
16	50~175	31,7	21	8	7
19	50~175	31,7	24	10	9
22	75~200	34,9	28	10	10
25	100~175	40,9	30,5	12,7	10



- Spriahovacie prostriedky typu SD podľa EN 1994-1-1

- Material S235J2+C450 ($f_u=450$ MPa)

Rozmery spriahovacieho prostriedku:

$$d := 19\text{mm} \quad h_{sc} := 95\text{mm}$$

$$f_u := 450\text{MPa} \quad f_y := 235\text{MPa}$$

Hrúbka dosky:

$$h_d := h = 110.00\cdot\text{mm}$$

Výška TR plechu:

$$h_p := 58\text{mm}$$

Šírka hornej pásnice:

$$b_{IP} = 160.00\cdot\text{mm}$$

Hrúbka hornej pásnice:

$$t_f = 11.50\cdot\text{mm}$$

Min. uloženie trapézového plechu na prievlak:

$$50\text{mm}$$

Max. osová vzd. trňov v pozdĺžnom smere:

$$e_{2,\max} := \min(6 \cdot h_c, 800\text{mm}) = 0.31\text{ m}$$

Min. osová vzd. trňov v pozdĺžnom smere:

$$e_{2,\min} := 5 \cdot d = 95.00\cdot\text{mm}$$

Min. vzd. od okraja pásnice v pozdĺ. smere:

$$e_1 := 9 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{235\text{MPa}}{f_y}} = 103\cdot\text{mm}$$

Únosnosť trňov s hlavou v šmyku:

$$\frac{h_{sc}}{d} = 5.00 \quad \gamma_v := 1.25$$

$$\alpha := \begin{cases} 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{if } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1.0 & \text{if } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases} = 1.00$$

Únosnosť trňa v strihu:

$$P_{Rk.1} := \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}{\gamma_v} = 81.66\cdot\text{kN}$$

Otláčenie betónu:

$$P_{Rk.2} := \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 74.32\cdot\text{kN}$$

Rozhoduje menšia únosnosť:

$$P_{Rd} := \min(P_{Rk.1}, P_{Rk.2}) = 74.32\cdot\text{kN}$$

Redukovaná únosnosť - rebrá rovnobežne s osou nosníka:

$$\text{Počet trňov v rebre:} \quad n_r := 1$$

$$k_t := 0.6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0.54 \quad k_{t,\max} := 0.85$$

$$k_t := \min(k_t, k_{t,\max}) = 0.54$$

Redukovaná návrhová únosnosť:

$$P_{Rd,r} := k_t \cdot P_{Rd} = 39.97 \cdot \text{kN}$$

Minimálny počet spriahovacích prostriedkov:

Sila N_{cf} je daná menšou z hodnôt:

$$N_{cf,a} := \frac{A_{IP} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 2222.30 \cdot \text{kN}$$

$$A_c := h_c \cdot b_{eff} = 104 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$N_{cf,c} := \frac{A_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 1473.33 \cdot \text{kN}$$

$$n_f := \frac{\min(N_{cf,a}, N_{cf,c})}{P_{Rd}} = 19.82$$

$$n_f = 20.00$$

$$L_f := \frac{0.25 L_p}{n_f} = 100.00 \cdot \text{mm}$$

Navrhujem $n_f = 20.00$ spriahovacích trŕňov v osovej vzdialenosti $L_f = 100.00 \cdot \text{mm}$

Posúdenie_min_os_vzd :=	"vyhovuje" if $L_f \geq e_{2,\min}$ = "vyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

MSP:

Posúdenie priehybu spriahnutého nosníka za predpokladu pružného pôsobenia. Účinný modul pružnosti betónu je uvažovaný s vplyvom dotvarovania betónu:

$$E_c := \frac{E_{cm}}{2} = 15.75 \cdot \text{GPa}$$

Pracovný súčiniteľ:

$$n := \frac{E_a}{E_c} = 13.33$$

Poloha neutralnej osi:

$$x := \frac{A_{IP} \cdot h_a + \frac{1}{n} \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \frac{h_c}{2}}{A_{IP} + \frac{1}{n} \cdot h_c \cdot b_{eff}} = 136.86 \cdot \text{mm}$$

Vzdialenosť ťažiska oceľového prierezu od ťažiska ideálneho prierezu:

$$z_a := h + \frac{h_{IP}}{2} - x = 138.14 \cdot \text{mm}$$

Vzdialenosť ťažiska betónového prierezu od ťažiska ideálneho prierezu:

$$z_c := x - \frac{h_c}{2} = 110.86 \cdot \text{mm}$$

Moment zotrvačnosti idealneho prierezu:

$$I_i := I_y + A_{IP} \cdot z_a^2 + \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{eff} \cdot h_c^3 + h_c \cdot b_{eff} \cdot z_c^2 \right)$$

$$I_i = 333.02 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Overenie pružného pôsobenia nosníka v MSP:

$$p_{k,\text{mon}} := g_{k,p,\text{mon}} = 11.40 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$p_{k,\text{provoz}} := g_{k,p} - g_{k,p,\text{mon}} + q_{k,p,r} = 23.90 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$M_{Ek,\text{mon}} = 53.70 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ek.provoz} := \frac{1}{8} \cdot p_{k.provoz} \cdot L_{st}^2 = 191.20 \cdot kN \cdot m$$

Napätie v dolných vláknach oceľového nosníka:

$$\sigma_a := \frac{M_{Ek.mon}}{W_{y.el}} + \frac{M_{Ek.provoz}}{I_i} \cdot \left(z_a + \frac{h_{IP}}{2} \right) = 249.4 \cdot MPa$$

Napätie v horných vláknach betónovej dosky:

$$\sigma_c := \frac{1}{n} \cdot \frac{M_{Ek.provoz}}{I_i} \cdot x = 5.89 \cdot MPa$$

$$posúdenie := \begin{cases} \text{"vyhovuje, nosník pôsobí v MSP pružne"} & \text{if } \sigma_a \leq f_{yd} \wedge \sigma_c \leq 0.85 \cdot f_{ck} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

posúdenie = "vyhovuje, nosník pôsobí v MSP pružne"

$$\frac{\sigma_a}{f_{yk}} = 70. \% \quad \frac{\sigma_c}{0.85 \cdot f_{ck}} = 28. \%$$

Priehyb od premenného zaťaženia:

Pozn.: priehyb od stáleho zaťaženia bol už vypočítaný v predchádzajúcom návrhu.

$$\delta = 9.24 \cdot mm$$

Premenne zaťaženie:

$$q_{k.p.r} = 15.75 \cdot kN \cdot m^{-1}$$

$$\frac{L_{st}}{400} = 20.00 \cdot mm$$

$$\delta_k := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{k.p.r} \cdot L_p^4}{E_a \cdot I_i} = 12.01 \cdot mm$$

$$Posúdenie_prihybu := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \delta_k \leq \frac{L_p}{400} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

Posúdenie celkového prihybu δ_{max} sa podľa ČSN EN 1993-1-1 NA1 nevyžaduje.

Vnútorý stĺp

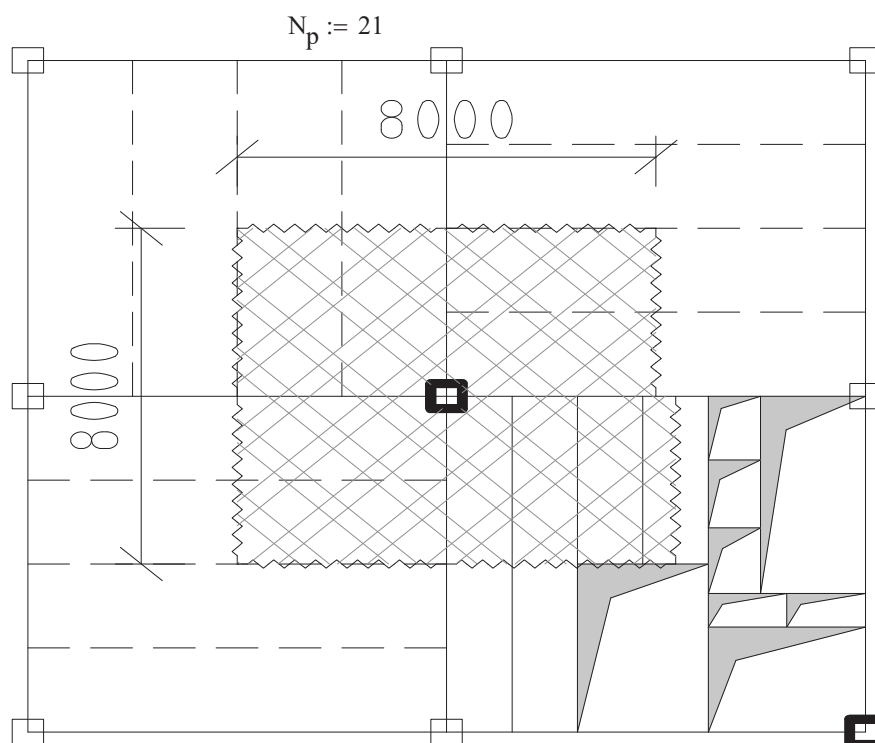
Predbežný návrh prierezu vnútorného spriahnutého stĺpa, návrh rozdelenia budovy na odstupňovanie po výške konštrukcie a výpočet celkovej reakcie do základu.

Pozn.: Výška podlažia v spodných podlažiach je vyššia.

Celkový počet podlaží:

```

i := 1..5
n := for i ∈ 1
      ni ← 4
      for i ∈ 2
        ni ← 8
        for i ∈ 3
          ni ← 12
          for i ∈ 4
            ni ← 16
            for i ∈ 5
              ni ← 21
              n
  
```



Pozn.: Budova je rozdelená na 5 úsekov po 4 podlažia, stĺpy budú spojené cez dve podlažia. (dve podlažia sú podzemné).

$$n^T = (4.00 \quad 8.00 \quad 12.00 \quad 16.00 \quad 21.00)$$

$$zš_1 := 8m$$

$$zš_2 := 8m$$

Stále zaťaženie bežného podlažia

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ²]	d [m]	g_k [kN]	γ_G [-]	g_d [kN]
Prievlaky, stropnice	-	-	18,00	1,35	24,30
TR plech	0,11	64	7,04	1,35	9,50
Betón	1,88	64	120,32	1,35	162,43
Podlaha, Podhľad	1,70	64	108,80	1,35	146,88
		Σ	254,16	Σ	343,12

Úžitkové zaťaženie

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	zaťaž. Šírka	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ²]	d [m]	g_k [kN/m]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
B - Administratíva	3	64	192,00	1,50	288,00
Priestorové priečky	1,2	64	76,80	1,50	115,20
		Σ	268,80	Σ	403,20

Podľa [2] môžeme pre úžitkové zaťaženie zaviesť redukčný súčiniteľ:

$$\alpha_n := \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} \quad \psi_0 \equiv 0.7$$

$$\alpha_n^T = (0.85 \quad 0.78 \quad 0.75 \quad 0.74 \quad 0.73)$$

Osová sila pôsobiaca na stĺp pre jednotlivé úseky po výške:

$$N_{Ed_i} := (g_d + q_d \cdot \alpha_{n_i}) \cdot n_i$$

$$N_{Ed}^T = (2743 \quad 5245 \quad 7746 \quad 10248 \quad 13374) \cdot \text{kN}$$

Podmienky návrhu spriahnutého tlačeneho stĺpa:

$$N_{Rd.potr} = 0.1 \cdot A_c \cdot f_{yd} + 1 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad A_a = 0.1 A_c$$

Návrh stĺpa na 16. NP

Predbežný návrh:

$$0.2 \times 0.2 \text{ m}$$

Normálová sila od vlastnej hmotnosti:

$$N_{16.g} := n_1 \cdot (0.2 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot h \cdot \gamma_{bet} \cdot \gamma_c) = 22.50 \cdot \text{kN}$$

Celková normálová sila v stĺpe:

$$N_{Ed.16} := N_{Ed_1} + N_{16.g} = 2765.84 \cdot \text{kN}$$

$$A_{c.min} := \frac{N_{Ed.16}}{(f_{cd} + 0.1 \cdot f_{yd})} = 40.18 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Min. rozmer stĺpa:

$$h_{min} := \sqrt{A_{c.min}} = 0.20 \text{ m}$$

Ocelová trubka: 200x200x8

$$A_a := 6.08 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := (200 \text{ mm})^2 = 40.0 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Návrhová plastická únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku:

$$N_{Rd.16} := A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} = 3491.73 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Posúdenie_stĺp_16} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } N_{Rd.16} \geq N_{Ed.16} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

$$\frac{N_{Ed.16}}{N_{Rd.16}} = 79. \%$$

Návrh stĺpa na 12. NP

Predbežný návrh:

$$0.3 \times 0.3 \text{ m}$$

Normálová sila od vlastnej hmotnosti:

$$N_{12.g} := (n_2 - n_1) \cdot [(0.3 \text{ m})^2 \cdot h \cdot \gamma_{bet} \cdot \gamma_c] + N_{16.g} = 73 \cdot \text{kN}$$

Celková normálová sila v stĺpe:

$$N_{Ed.12} := N_{Ed_2} + N_{12.g} = 5317.89 \cdot \text{kN}$$

$$A_{c.min} := \frac{N_{Ed.12}}{(f_{cd} + 0.1 \cdot f_{yd})} = 77.26 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Min. rozmer stĺpa:

$$h_{min} := \sqrt{A_{c.min}} = 0.28 \text{ m}$$

Ocelová trubka: 300x300x8

$$A_a := 9.28 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := (300 \text{ mm})^2 = 90.0 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Návrhová plastická únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku:

$$N_{Rd.12} := A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} = 6294.40 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Posúdenie_stĺp_12} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } N_{Rd.12} \geq N_{Ed.12} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

$$\frac{N_{Ed.12}}{N_{Rd.12}} = 84. \%$$

Návrh stĺpa na 8. NP

Predbežný návrh: 0.4x0.4m

Normálová sila od vlastnej hmotnosti: $N_{8,g} := (n_3 - n_2) \cdot [(0.4\text{m})^2 \cdot h \cdot \gamma_{\text{bet}} \cdot \gamma_c] + N_{12,g} = 163 \cdot \text{kN}$

Celková normálová sila v stĺpe: $N_{\text{Ed},8} := N_{\text{Ed},3} + N_{8,g} = 7909.32 \cdot \text{kN}$

$$A_{c,\text{min}} := \frac{N_{\text{Ed},8}}{(f_{\text{cd}} + 0.1 \cdot f_{\text{yd}})} = 114.91 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Min. rozmer stĺpa: $h_{\text{min}} := \sqrt{A_{c,\text{min}}} = 0.34 \text{ m}$

Ocelová trubka: 400x400x10 $A_a := 12.5 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$

$$A_c := (400\text{mm})^2 = 160.0 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Návrhová plastická únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku:

$$N_{\text{Rd},8} := A_a \cdot f_{\text{yd}} + A_c \cdot f_{\text{cd}} = 9770.83 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie_stĺp_8 := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } N_{\text{Rd},8} \geq N_{\text{Ed},8} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

$$\frac{N_{\text{Ed},8}}{N_{\text{Rd},8}} = 81. \%$$

Návrh stĺpa na 4. NP

Predbežný návrh: 0.4x0.4m

Normálová sila od vlastnej hmotnosti: $N_{4,g} := (n_4 - n_3) \cdot [(0.4\text{m})^2 \cdot h \cdot \gamma_{\text{bet}} \cdot \gamma_c] + N_{8,g} = 253 \cdot \text{kN}$

Celková normálová sila v stĺpe: $N_{\text{Ed},4} := N_{\text{Ed},4} + N_{4,g} = 10500.74 \cdot \text{kN}$

$$A_{c,\text{min}} := \frac{N_{\text{Ed},4}}{(f_{\text{cd}} + 0.1 \cdot f_{\text{yd}})} = 152.55 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Min. rozmer stĺpa: $h_{\text{min}} := \sqrt{A_{c,\text{min}}} = 0.39 \text{ m}$

Ocelová trubka: 400x400x14.2 $A_a := 21.7 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$

$$A_c := (400\text{mm})^2 = 160.0 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Návrhová plastická únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku:

$$N_{\text{Rd},4} := A_a \cdot f_{\text{yd}} + A_c \cdot f_{\text{cd}} = 13036.83 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie_stĺp_4 := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } N_{\text{Rd},4} \geq N_{\text{Ed},4} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

$$\frac{N_{\text{Ed},4}}{N_{\text{Rd},4}} = 81. \%$$

Návrh stĺpa na 1. PP

Predbežný návrh: $\phi 508 \times 20 \text{ mm}$

Plocha stĺpa: $A_{\text{st},1} := \frac{\pi \cdot (508\text{mm})^2}{4} = 0.203 \cdot \text{m}^2$

Normálová sila od vlastnej hmotnosti: $N_{1,g} := (n_5 - n_4) \cdot (A_{\text{st},1} \cdot h \cdot \gamma_{\text{bet}} \cdot \gamma_c) + N_{4,g} = 396 \cdot \text{kN}$

Celková normálová sila v stĺpe: $N_{\text{Ed},1} := N_{\text{Ed},5} + N_{1,g} = 13770.03 \cdot \text{kN}$

$$A_{c.min} := \frac{N_{Ed.1}}{(f_{cd} + 0.1 \cdot f_{yd})} = 200.05 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Ocelová trubka: $\phi 508 \times 16 \text{ mm}$

$$A_a := 27.71 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_c := A_{st.1} = 202.7 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Návrhová plastická únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku:

$$N_{Rd.1} := A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} = 16593.15 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie_stĺp_1 := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } N_{Rd.1} \geq N_{Ed.1} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

$$\frac{N_{Ed.1}}{N_{Rd.1}} = 83\%$$

Celková reakcia na základ pod vnútorným stĺpom

Nárast max. normálovej sily po úsekoch:

$$N_{Ed}^T = (2743 \ 5245 \ 7746 \ 10248 \ 13374) \cdot \text{kN}$$

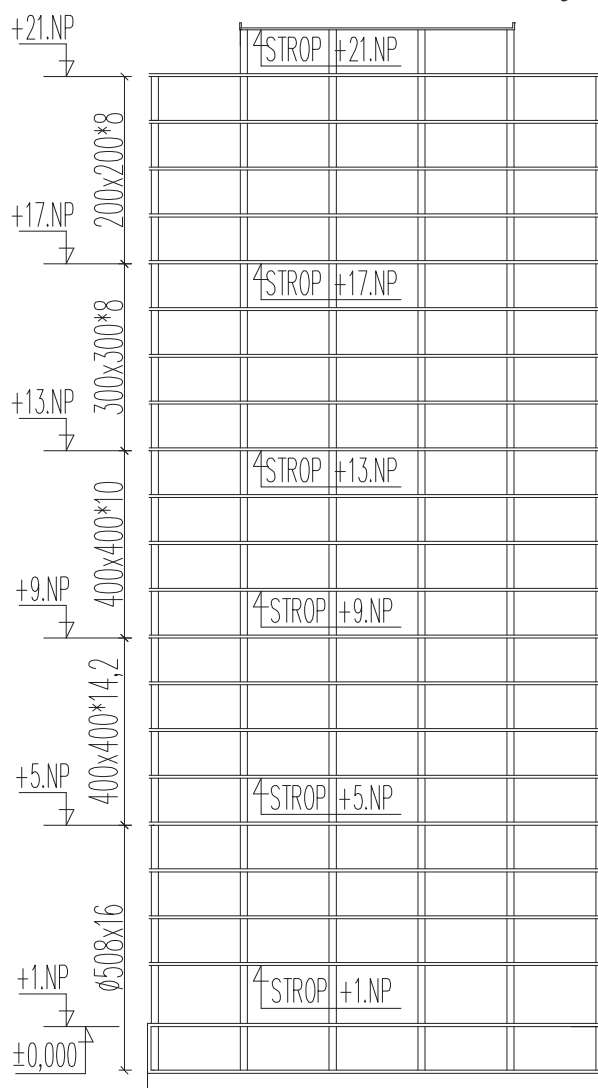
$$N_{Ed.max} := N_{Ed.1} = 13770.03 \cdot \text{kN}$$

Nárast min. normálovej sily po úsekoch:

$$N_{Ed.min}^T = (1372 \ 2745 \ 4117 \ 5490 \ 7205) \cdot \text{kN}$$

Minimálna normálová sila na základe s vlastnou hmotnosťou stĺpu:

$$N_{Ed.min} := N_{Ed.min_5} + N_{1.g} = 7601.07 \cdot \text{kN}$$



Príloha č. 4 Spriahnutá plechobetónová doska

Posúdenie trapézového plechu ako plechobetónovej spriahnutej dosky:

Spriahnutá doska pôsobí ako spojitý nosník o štyroch poliach s rozpätím pola 2 metre (osová vzdialenosť stropníč). Kompletne materiálové charakteristiky sú totožné s predchádzajúcich posudkov.

Betón C25/30

Oceľ S355

Betonárska výstuž B500B

► Materiálové charakteristiky

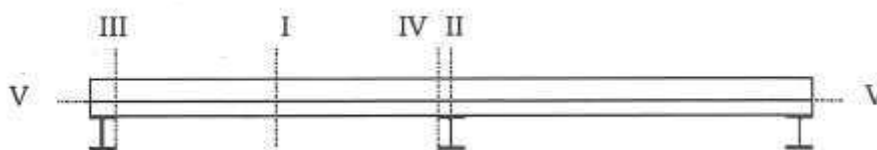
MSU: Posúdenie na medzný stav únosnosti v nasledujúcich kritických prierezoch:

I - moment únosnosti pre kladný ohybový moment,

II - moment únosnosti pre záporný ohybový moment (minimálne množstvo výstuže a netreba posudzovať)

III - zvislý šmyk

V - pozdĺžny šmyk



Návrh trapézového plechu: Cofraplus 60

Geometrické parametre stropného plechu:

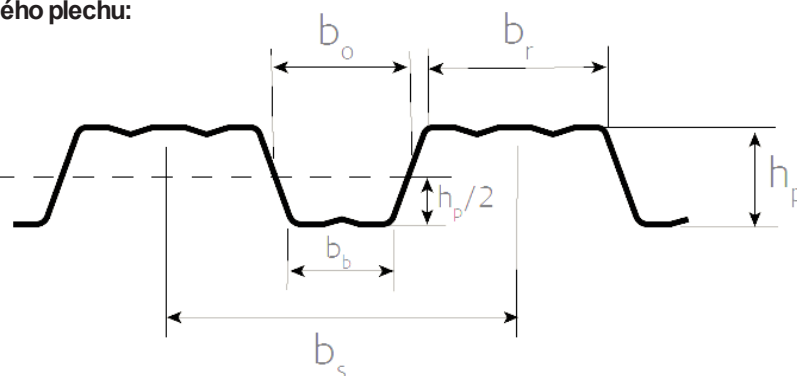
Rozmery plechu:

$$b_s := 207\text{mm} \quad b_b := 62\text{mm}$$

$$h_p := 58\text{mm} \quad t_p := 1.00\text{mm}$$

$$b_r := 106\text{mm} \quad b_0 := 81.5\text{mm}$$

$$m_p := 0.1137\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$$



Prierezové charakteristiky plechu na 1m:

Efektívna prierezová plocha plechu:

$$A_{\text{eff}} := 13.91\text{cm}^2$$

Moment zotvačnosti prierezu:

$$I_{y,\text{eff}} := 74.53\text{cm}^4$$

Poloha neutralnej osi k spodným vláknám:

$$e_d := 33.3\text{mm}$$

Prierezový modul k spodným vláknám:

$$W_{y,\text{eff},d} := \frac{I_{y,\text{eff}}}{e_d} = 22.38 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

Prierezový modul k horným vláknám:

$$W_{y,\text{eff},h} := \frac{I_{y,\text{eff}}}{h_p - e_d} = 30.17 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

Výška betónu nad trapézovým plechom:

$$h_c := h - h_p = 52\text{mm}$$

Podmienky návrhu:

$$h \geq 90\text{mm}$$

$$h_c \geq 50\text{mm}$$

$$\frac{b_r}{b_s} < 0.6$$

Posúdenie:

Posúdenie_výšky := "Vyhovuje" if $h \geq 90\text{mm} \wedge h_c \geq 50\text{mm}$ = "Vyhovuje"
"Nevyhovuje" otherwise

Posúdenie_pomeru :=	$\text{"Vyhovuje" if } \frac{b_r}{b_s} < 0.6 = \text{"Vyhovuje"}$ $\text{"Nevyhovuje" otherwise}$
---------------------	---

Stále zaťaženie stropnej konštrukcie: (uvažuje sa pruh dosky 1m široký)

Vrstva - popis zaťaženia	Objemová ťaž	Hrúbka vrstvy	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ³]	d [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba	22	0,015	0,33	1,35	0,45
Cementový poter	24	0,04	0,96	1,35	1,30
TI - EPS	1,5	0,04	0,06	1,35	0,08
PE fólia	-	-	0,01	1,35	0,01
TR plech	-	-	0,11	1,35	0,15
Betón v trapézovom plechu	25	0,11	1,88	1,35	2,54
Vzduchotechnika, rozvody	-	-	0,20	1,35	0,27
Podhľad	-	-	0,15	1,35	0,20
		Σ	3,70	Σ	5,00

Premenné zaťaženie stropnej konštrukcie: (uvažuje sa pruh dosky 1m široký)

Kategória zaťažovanej plochy		Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
		ρ [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
B - Administratíva		3,00	1,50	4,50
Premiestniteľné priečky		1,20	1,50	1,80
	Σ	4,20	Σ	6,30

Celkové charakteristické zaťaženie na 1m šírky: $f_k := (g_k + q_k) = 7.90 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Celkové návrhové zaťaženie na 1m šírky: $f_d := (g_d + q_d) = 11.30 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Posúdenie MSÚ

I - Odolnosť prierezu pre kladný ohybový moment:

Neutrálna osa je nad plechom

Návrhová medza klzu ocelového plechu: $f_{yp} = 350.00 \cdot \text{MPa}$

Šírka prierezu: $b := 1 \text{ m}$

Účinná plocha ocelového plechu: $A_p := A_{\text{eff}} = 1391.00 \cdot \text{mm}^2$

Sila na medzi klzu v plechu: $N_{pa} := A_p \cdot f_{yp} = 486.85 \cdot \text{kN}$

Uvažujeme plné šmykové spojenie: $N_{cf} := N_{pa} = 486.85 \cdot \text{kN}$

Neutrálna os plechu k dolnému okraju: $e_d = 33.30 \cdot \text{mm}$

Vzdialenosť od tlačeneho okraja betónu k ťažiskovej osi účinnej plochy plechu:

$$d_p := h - e_d = 76.70 \cdot \text{mm}$$

Poloha plastickej neutralnej osi prierezu:

$$x_{pl} := \frac{N_{cf}}{b \cdot \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)} = 34.37 \cdot \text{mm} \quad h_c = 52.00 \cdot \text{mm}$$

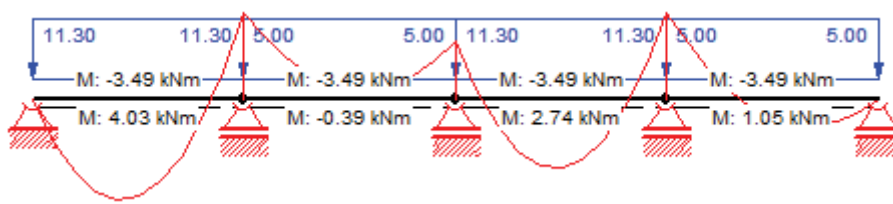
Poloha_neutralnej_osi := $\begin{cases} \text{"nad plechom"} & \text{if } x_{pl} \leq h_c \\ \text{"nie je nad plechom"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"nad plechom"}$

Ohybový moment únosnosti:

$$M_{pl.Rd} := N_{cf} \cdot (d_p - 0.5 \cdot x_{pl}) = 29.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maximálny ohybový moment:

$$M_{Ed} := 0.09 \cdot f_d \cdot L_{pole}^2 = 4.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



Posúdenie := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } M_{pl.Rd} \geq M_{Ed} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

II - Odolnosť prierezu na záporný ohybový moment:

Doska je navrhnutá ako reťaz prostých polí a zohľadňuje sa minimálne množstvo výstuže - "Riadené trhliny v betóne".

Minimálne množstvo výstuže v oboch smeroch: $A_{s,min1} := 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot 1 \text{ m} \cdot d_p = 123.58 \cdot \text{mm}^2$

$$A_{s,min2} := 0.0013 \cdot 1 \text{ m} \cdot d_p = 99.71 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,min} := \min(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 99.71 \cdot \text{mm}^2$$

Maximálna vzdialenosť výstuže:

$$s_s := \min(2 \cdot h, 350 \text{ mm}) = 220 \cdot \text{mm}$$

Maximálna plocha výstuže:

$$A_{s,max} := 0.004 \cdot h_c \cdot 1 \text{ m} = 208 \cdot \text{mm}^2$$

Navrhujem KH20 $\phi 6 \cdot \phi 6$ 150/150

$$A_s := 188.6 \text{ mm}^2 \quad \phi_s := 6 \text{ mm}$$

Krytie zváratej siete (XC1):

$$c_{nom} := 20 \text{ mm}$$

Účinná výška prierezu:

$$d_{sk} := h - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2} = 87 \cdot \text{mm}$$

III - Zvislý šmyk:

Mezdná odolnosť plechobetónovej dosky vo zvislom šmyku sa určí pre šírku b_0 (stredná šírka betónového rebra). Podľa normy STN EN 1992-1-1, čl. 6.2.2. Tento článok sa zaoberá výpočtom šmykovej odolnosti pre prvky, v ktorých sa nepožaduje výpočet šmykovej výstuže.

Návrhové priečné zvislé sily na spojitých nosníkoch:

$$V_{Ed.III} := 0.5 \cdot f_d \cdot L_{pole} = 11.30 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.max} := V_{Ed.III} = 11.30 \cdot \text{kN}$$

Náhradná šírka:

$$b_w := \frac{1m}{b_s} \cdot b_0 = 393.72 \cdot \text{mm}$$

Krytie výstuže (XC1):

$$c_{nom} = 20 \cdot \text{mm}$$

Priemer výstuže:

$$\phi_s = 6 \cdot \text{mm} \quad A_s = 189 \cdot \text{mm}^2$$

Účinná výška prierezu:

$$d_{sk} = 87 \cdot \text{mm}$$

Empirický súčiniteľ:

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18 \text{MPa}}{\gamma_c} = 0.12 \cdot \text{MPa}$$

Parameter vplyvu výšky prierezu:

$$k_h := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d_{sk}}} = 2.52$$

$$k_h := \text{if}(k_h \geq 2.00, 2.00, k_h) = 2.00$$

Plocha výstuže zvaranej siete vzťahnutá k b_w :

$$A_{sl} := \frac{A_s \cdot b_w}{1m} = 74 \cdot \text{mm}^2$$

Stupeň vystuženia:

$$\rho_1 := \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot d_{sk}} = 0.010$$

Šmyková odolnosť dosky bez šmykovej výstuže:

$$V_{Rd.c} := \left[C_{Rd.c} \cdot k_h \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d_{sk} = 24.4 \cdot \text{kN}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k_h^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 0.49 \cdot \text{MPa}$$

Minimálna šmyková odolnosť:

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot b_w \cdot d_{sk} = 16.95 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie :=	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px; margin-right: 5px;"> "Vyhovuje" </div> <div style="margin: 0 5px;">if</div> <div style="margin: 0 5px;"> $V_{Rd.c.min} \wedge V_{Rd.c} \geq V_{Ed.max} \wedge V_{Rd.c} \geq V_{Rd.c.min}$ </div> <div style="margin: 0 5px;">=</div> <div style="margin: 0 5px;">"Vyhovuje"</div> </div>
	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border-left: 1px solid black; padding-left: 5px; margin-right: 5px;"> "Nevyhovuje" </div> <div style="margin: 0 5px;">otherwise</div> </div>

V - Pozdĺžny šmyk pre dosku bez koncového kotvenia:

Únosnosť stopu z hľadiska spolupôsobenia v súlade s ČSN EN 1994-1-1 sa určuje podľa dvoch metod: metódou m-k alebo metódou čiastočného spriahnutia. Parametre získane na základe laboratórnych výskumov.

$$m_m := 92.5 \text{MPa} \quad k := 0.056 \text{MPa} \quad T_{Rd} := 0.1 \text{MPa}$$

Parciálny súčiniteľ spoľahlivosti spriahnutia:

$$\gamma_{vs} := 1.25 \quad b = 1 \text{m} \quad d_p = 77 \cdot \text{mm}$$

Teoretické rozpätie: $b_{IP} := 122\text{mm}$

$$L_{eff} := L_{pole} - b_{IP} = 1.88\text{ m}$$

Pre spojitý nosník a krajné pole sa uvažuje hodnota:

$$L_s := \frac{L_{eff}}{4} = 0.47\text{ m}$$

$$V_{I.Rd} := \frac{b \cdot d_p \cdot \left[m_m \frac{A_{eff}}{(b \cdot L_s)} + k \right]}{\gamma_{vs}} = 20.25 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.max} = 11.30 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie_šmyk := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } V_{I.Rd} \geq V_{Ed.max} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

MSP: Priehyb

Podľa ormy STN EN 1992-1-1 je možné overenie priehybu bez priameho výpočtu. Pre krajné pole spojitej dosky ako $L_{eff} / d_p < 26$

Ak podmienka vyhovuje, nie je potrebné počítať priehyb plechobetónovej dosky priamym výpočtom. [19]

Priehyb := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \frac{L_{eff}}{d_p} \leq 26 \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

$$\frac{L_{eff}}{d_p} = 24.49$$

d_p *Vzdialenosť od tlačeneho okraja betónu k ťažiskovej osi účinnej plochy plechu*

L_{eff} *Efektívne rozpätie dosky krajného poľa*

Podmienka z [20]:

Priehyb := $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \frac{L_{pole}}{h} \leq 20 \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

$$\frac{L_{pole}}{h} = 18.18$$

Zhrnutie:

Betón C25/30; Betonárska výstuž B500B; Ocel: S355; trapézový plech: Cofraplus 60

Rozpätie prievlakov a stropníc (ŽB spriahnutej dosky) max 2,00m

Výška stropnej konštrukcie: 110mm

Stále zaťaženie charakteristické: 3,7 kN/m²

Premenné zaťaženie typického podlažia objektu B - Administratíva: 3,0 kN/m² a premiestniteľné priečky 1,2 kN/m²

Celú dosku vystužiť pri hornom povrchu zváranou sieťov KH 20 ; $A_s = 188\text{ mm}^2$ s presahom na minimálnu kotevnú dĺžku 14 ϕ s krytím 20 mm

Príloha č. 5 Spriahnutá stropnica; SCIA Engineer

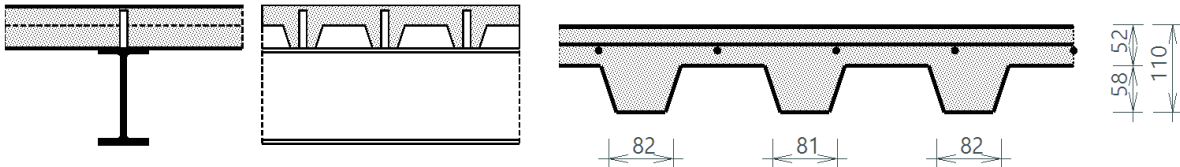
Spriahnutý nosník - konečná fáza

Lineárny výpočet
Kombinácia: MSU
Extrém 1D: Prvok
Výber: B1587

Overenie spriahnutého nosníka

pre nosník B1587 v reze 4 m, v súlade s STN EN 1994-1-1

1. Údaje o geometrii



Prosto podopretý nosník

Dĺžka súčasného rozpätia	$L = 8 \text{ m}$
Vzdialenosť nosníka na ľavej strane	$L_{\text{left}} = 2 \text{ m}$
Vzdialenosť nosníka na pravej strane	$L_{\text{right}} = 2 \text{ m}$
Posudzovaný rez	$d_x = 4 \text{ m}$

2. Prierez & materiály

2.1 Vlastnosti ocelového prierezu

2.1.1 Prierez

Prierez	IPE240
Výška	$h_a = 240 \text{ mm}$
Šírka	$b = 120 \text{ mm}$
Hrúbka stojiny	$t_w = 6.2 \text{ mm}$
Hrúbka pásnice	$t_f = 9.8 \text{ mm}$
Polomer	$r = 15 \text{ mm}$
Plocha	$A_a = 3910 \text{ mm}^2$
Moment zotrvačnosti nosníka	$I_y = 38.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Polomer zotrvačnosti	$i_z = 27 \text{ mm}$
Plastický modul prierezu	$W_{pl,y} = 367000 \text{ mm}^3$

2.1.2 Materiál

Trieda ocele	S 355
Medza klzu	$f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
Medza pevnosti	$f_{ub} = 490 \text{ MPa}$
Modul pružnosti E	$E_b = 210000 \text{ MPa}$

2.1.3 Klasifikácia prierezu

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

(EN 1993-1-1 §5.6 Tab. 5.2)

2.1.3.1 Pásnica v tlaku

$$c_f = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2} = \frac{120 \text{ mm} - 6.2 \text{ mm} - 2 \cdot 15 \text{ mm}}{2} = 41.9 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_f} \leq 9 \cdot \epsilon$$

$$\frac{41.9 \text{ mm}}{9.8 \text{ mm}} \leq 9 \cdot 0.814$$

$$4.28 \leq 7.32$$

OK

Pásnica klasifikovaná ako Trieda 1.

2.1.3.2 Stena v ohybe

$$c_w = h_a - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 240 \text{ mm} - 2 \cdot 9.8 \text{ mm} - 2 \cdot 15 \text{ mm} = 190 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cl} = 0.5$$

$$\frac{c_w}{t_w} \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha_{cl}}$$

$$\frac{190 \text{ mm}}{6.2 \text{ mm}} \leq \frac{36 \cdot 0.814}{0.5}$$

$$30.7 \leq 58.6$$

OK

Stena klasifikovaná ako Trieda 1.

Prierez zaradený do triedy 1

Trieda prierezu OK.

2.2 Betónová doska s profilovaným plechom

2.2.1 Betónová doska

2.2.1.1 Doska

Celková výška dosky

$$h_s = 110 \text{ mm}$$

2.2.1.2 Materiál

Betón triedy

C25/30

Charakteristická pevnosť

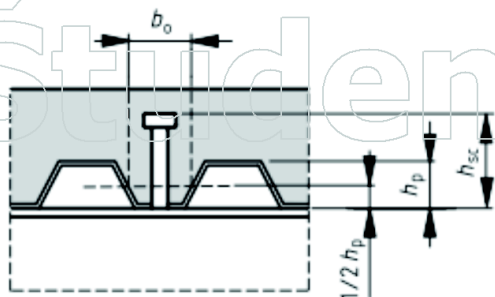
$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti E

$$E_{cm} = 31500 \text{ MPa}$$

2.2.2 Profilovaný oceľový plech

Plech s rebami, priečnymi k podperným nosníkom



Názov	Cofraplus60
Hĺbka rebier	$h_p = 58 \text{ mm}$
Výška plného betónu	$h_c = 52 \text{ mm}$
Výška samosvornej výstuhy	$h_d = 0 \text{ mm}$
Rozstup rebier	$b_s = 207 \text{ mm}$
Horná výstuž rebra	$b_r = 106 \text{ mm}$
Spodná šírka rebra	$b_b = 62 \text{ mm}$
Stredná šírka rebier	$b_{0,rib} = 81.5 \text{ mm}$
Hrúbka plechu	$t_p = 1 \text{ mm}$

2.2.3 Spriahovacie prvky

2.2.3.1 Geometria

Názov	S19L
Priemer	$d_s = 19 \text{ mm}$
Nominálna výška	$h_{nom} = 101 \text{ mm}$
As-zváraná výška	$h_{sc} = 96 \text{ mm}$
Množstvo v jednej vlne alebo reze	$n_r = 1$

2.2.3.2 Materiál

Trieda ocele	S 355
Medza pevnosti	$f_{us} = 450 \text{ MPa}$

2.2.4 Výstuž

2.2.4.1 Geometria

Priemer prúta pozdĺžnej výstuže	$d_l = 10 \text{ mm}$
Vzdialenosť prútov pozdĺžnej výstuže	$s_l = 150 \text{ mm}$
Krytie prútov pozdĺžnej výstuže	$c_l = 25 \text{ mm}$
Priemer prúta priečnej výstuže	$d_t = 10 \text{ mm}$
Vzdialenosť prútov priečnej výstuže	$s_t = 150 \text{ mm}$
Krytie prútov priečnej výstuže	$c_t = 35 \text{ mm}$

2.2.4.2 Materiál

Materiál	B 500B
Charakteristická medza klzu	$f_{yk,r} = 500 \text{ MPa}$

3. Návrhové hodnoty zaťaženia

Načítať meno : MSU

Obsah kombinácie : $1.35 \cdot \text{LC1} + 1.35 \cdot \text{LC1_suchýbetón} + 1.35 \cdot \text{LC2} + 1.35 \cdot \text{LC3} + 1.50 \cdot \text{LC4} + 1.35 \cdot \text{LC7} + 1.50 \cdot \text{LC8}$

Pôsobiaci ohybový moment	$M_{\text{Ed,comp}} = 143.347 \text{ kNm}$
Šmyková sila	$V_{\text{Ed,comp}} = -0.066 \text{ kN}$

4. Parciálny súčiniteľ bezpečnosti

Oceľový prierez	$\gamma_{M0} = 1$
	$\gamma_{M1} = 1$
Sprahovacie prvky	$\gamma_V = 1.25$
Betón	$\gamma_C = 1.5$
Výstuž	$\gamma_S = 1.15$

5. Posudok MSÚ konečnej fázy

5.1 Šmykové pripojenie

5.1.1 Návrhová odolnosť sprahovacích prvkov

5.1.1.1 Sprahovací prvok v plnej doske

$$\frac{h_{sc}}{d_s} > 4$$

$$5.05 > 4$$

$$\alpha = 1$$

$$f_{us} = \min(450; 450) \text{ MPa}$$

$$f_{us} = 450 \text{ MPa}$$

$$P_{\text{Rd,solid},1} = \frac{0.8 \cdot f_{us} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right)}{\gamma_V} = \frac{0.8 \cdot 450 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{3.14 \cdot 19 \text{ mm}^2}{4} \right)}{1.25} = 81.7 \text{ kN}$$

$$P_{\text{Rd,solid},2} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 19 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa} \cdot 31500 \text{ MPa}}}{1.25} = 74.3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{Rd,solid}} = \min(P_{\text{Rd,solid},1}; P_{\text{Rd,solid},2}) = \min(81.7 \text{ kN}; 74.3 \text{ kN}) = 74.3 \text{ kN}$$

5.1.1.2 Sprahovací prvok v profilovanom plechu

Plech s rebrami, priečnymi k podperným nosníkom

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \cdot \left(\frac{b_{0,\text{rib}}}{h_p} \right) \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \left(\frac{81.5 \text{ mm}}{58 \text{ mm}} \right) \cdot \left(\frac{96 \text{ mm}}{58 \text{ mm}} - 1 \right) = 0.644$$

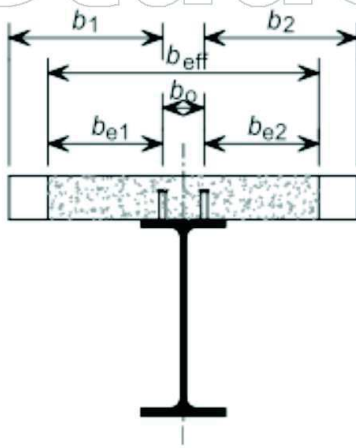
$$k_{t,\text{max}} = 0.85$$

$$k_t = \max(0; \min(k_t; k_{t,\text{max}})) = \max(0; \min(0.644; 0.85)) = 0.644$$

$$P_{\text{Rd}} = k_t \cdot P_{\text{Rd,solid}} = 0.644 \cdot 74.3 \text{ kN} = 47.9 \text{ kN}$$

5.1.2 Stupeň šmykového spojenia

5.1.2.1 Určenie šírky b_{eff} betónovej pásnice a dĺžky L_e



Efektívna šírka v intervale $<0,25; 0,75>$

$$L_{e1} = L_1 = 8 \text{ m}$$

Ľavá strana nosníka

$$b_1 = \frac{L_{\text{perp_left}}}{2} - \frac{b_0}{2} = \frac{2 \text{ m}}{2} - \frac{0 \text{ mm}}{2} = 1 \text{ m}$$

$$b_{e10} = \min\left(\frac{L_{e0}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

$$b_{e11} = \min\left(\frac{L_{e1}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{8 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 1 \text{ m}$$

$$b_{e12} = \min\left(\frac{L_{e2}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

Pravá strana nosníka

$$b_2 = \frac{L_{\text{perp_right}}}{2} - \frac{b_0}{2} = \frac{2 \text{ m}}{2} - \frac{0 \text{ mm}}{2} = 1 \text{ m}$$

$$b_{e20} = \min\left(\frac{L_{e0}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

$$b_{e21} = \min\left(\frac{L_{e1}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{8 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 1 \text{ m}$$

$$b_{e22} = \min\left(\frac{L_{e2}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

Výpočet hodnoty $b_{eff,1}$

$$b_{eff,1} = b_0 + b_{e11} + b_{e21} = 0 \text{ mm} + 1 \text{ m} + 1 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

Výpočet hodnoty b_{eff}

$$b_{eff} = b_{eff,1} = 2 \text{ m}$$

Stanovenie L_e

$$L_e = L_{e1} = 8 \text{ m}$$

5.1.2.2 Minimálny stupeň šmykového spojenia

Varovanie: Podmienka podľa EN 1994-1-1 čl. 6.6 1.2 (3) nie je splnená.

$$\eta_{\min, \text{calc}} = 1 - \frac{355}{f_{yb}} \cdot (0.75 - 0.03 \cdot L_e)$$

$$\eta_{\min, \text{calc}} = 1 - \frac{355}{355} \cdot (0.75 - 0.03 \cdot 8 \text{ m}) = 0.49$$

$$\eta_{\min} = \max(\eta_{\min, \text{calc}}; 0.4) = \max(0.49; 0.4) = 0.49$$

5.1.2.3 Aktuálny stupeň šmykového spojenia**5.1.2.3.1 Tlaková odolnosť betónovej pásnice**

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25 \text{ MPa}}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

$$N_{c, Rd} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot (h_c - h_d) = 0.85 \cdot 16.7 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot (52 \text{ mm} - 0 \text{ mm}) = 1473.33 \text{ kN}$$

5.1.2.3.2 Ťahová odolnosť ocelového prvku

$$N_{pl, a} = f_{yb} \cdot A_a = 355 \text{ MPa} \cdot 3910 \text{ mm}^2 = 1388.05 \text{ kN}$$

$$N_{c, f} = \min(N_{c, Rd}; N_{pl, a}) = \min(1473.33 \text{ kN}; 1388.05 \text{ kN}) = 1388.05 \text{ kN}$$

5.1.2.3.3 Odolnosť spriahovacích prvkov

Počet plných rebier na dĺžku L_e

$$n_{rib} = \frac{L_e}{b_s} = \frac{8 \text{ m}}{207 \text{ mm}}$$

$$n_{rib} = 38$$

$$l_s = b_s \cdot \text{trough} = 207 \text{ mm} \cdot 1 = 207 \text{ mm}$$

Počet šmykových trňov na dĺžku $L_e/2$

$$n_{sp} = \frac{0.5 \cdot n_{rib} \cdot n_r}{\text{trough}} = \frac{0.5 \cdot 38 \cdot 1}{1} = 19$$

$$N_c = n_{sp} \cdot P_{Rd} = 19 \cdot 47896 = 910.03 \text{ kN}$$

$$\eta = \min\left(\frac{N_c}{N_{c, f}}; 1\right) = \min\left(\frac{910.03 \text{ kN}}{1388.05 \text{ kN}}; 1\right) = 0.66$$

$$\eta \geq \eta_{\min}$$

$$0.66 \geq 0.49$$

OK

Stupeň šmykového pripojenia je postačujúci.

5.2 Prierezová odolnosť spriahnutého nosníka**5.2.1 Vydúvanie v šmyku**

$$h_w = h_a - 2 \cdot t_f = 240 \text{ mm} - 2 \cdot 9.8 \text{ mm} = 220 \text{ mm}$$

$$\eta_{sb} = 1.2$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \epsilon}{\eta_{sb}}$$

$$\frac{220 \text{ mm}}{6.2 \text{ mm}} \leq \frac{72 \cdot 0.814}{1.2}$$

$$35.5 \leq 48.8$$

OK

Odolnosť proti vydúvaniu v šmyku steny nemusí byť overená.

5.2.2 Vertikálny šmyk

Odolnosť v zvislom šmyku treba brať ako odolnosť konštrukčného oceľového profilu.

$$A_v = A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$= 3.91 \cdot 10^{-3} - 2 \cdot 0.12 \cdot 9.8 \cdot 10^{-3} + (6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 0.015) \cdot 9.8 \cdot 10^{-3} = 1913 \text{ mm}^2$$

$$A_{v,min} = \eta_{sb} \cdot h_w \cdot t_w = 1.2 \cdot 0.22 \cdot 6.2 \cdot 10^{-3} = 1640 \text{ mm}^2$$

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1913 \text{ mm}^2 \geq 1640 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yb}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1913 \text{ mm}^2 \cdot 355 \cdot 10^6}{\sqrt{3} \cdot 1} = 392 \text{ kN}$$

$$UC_{comp,V} = \frac{abs(V_{Ed,comp})}{V_{pl,Rd}} = \frac{abs(-0.066 \text{ kN})}{392 \text{ kN}} = 0.00$$

Šmyková odolnosť prierezu je postačujúca.

5.2.3 Pôsobiaci ohybový moment

5.2.3.1 Pozdĺžna bet.výstuž

5.2.3.1.1 Ťažisko spriahnutého prierezu

Pri budovách, ktoré nie sú vystavené predovšetkým účinkom dotvarovania betónu nosníky môžu byť použité s efektívnym E modulom $E_{c,eff} = E_{cm} / 2$.

$$E_{ceff} = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{31500 \text{ MPa}}{2} = 15750 \text{ MPa}$$

$$n_E = \frac{E_b}{E_{ceff}} = \frac{210000 \text{ MPa}}{15750 \text{ MPa}} = 13.33$$

$$y_d = \frac{A_a \cdot \left(\frac{h_a}{2}\right) + \left(\frac{1}{n_E}\right) \cdot b_{eff} \cdot (h_c - h_d) \cdot \left(h_a + h_s - \frac{h_c - h_d}{2}\right)}{A_a + \left(\frac{1}{n_E}\right) \cdot b_{eff} \cdot (h_c - h_d)}$$

$$= \frac{3.91 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{0.24}{2}\right) + \left(\frac{1}{13.33}\right) \cdot 2 \cdot (0.052 - 0) \cdot \left(0.24 + 0.11 - \frac{0.052 - 0}{2}\right)}{3.91 \cdot 10^{-3} + \left(\frac{1}{13.33}\right) \cdot 2 \cdot (0.052 - 0)} = 256 \text{ mm}$$

5.2.3.1.2 Stupeň vystuženia

$$A_s = \frac{b_{eff}}{s_l} \cdot \left(\frac{d_l^2}{4}\right) \cdot \pi = \frac{2 \text{ m}}{150 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}^2}{4}\right) \cdot 3.14 = 1047 \text{ mm}^2$$

$$A_c = b_{eff} \cdot (h_c - h_d) = 2 \cdot (0.052 - 0) = 104000 \text{ mm}^2$$

$$z_0 = \left(h_a + h_s - \frac{h_c - h_d}{2}\right) - y_d = \left(0.24 + 0.11 - \frac{0.052 - 0}{2}\right) - 0.256 = 68.1 \text{ mm}$$

$$k_c = \min\left(\frac{1}{\left(1 + \frac{h_c - h_d}{2 \cdot z_0}\right)} + 0.3; 1\right) = \min\left(\frac{1}{\left(1 + \frac{0.052 - 0}{2 \cdot 0.0681}\right)} + 0.3; 1\right) = 1$$

$$\rho_s = \delta \cdot \left(\frac{f_{yb}}{235}\right) \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk,r}}\right) \cdot \sqrt{k_c} = 1.1 \cdot \left(\frac{355}{235}\right) \cdot \left(\frac{2.6 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^6}\right) \cdot \sqrt{1} = 0.864 \%$$

$$A_s \geq \rho_s \cdot A_c$$

$$1047 \text{ mm}^2 \geq 8.64 \cdot 10^{-3} \cdot 104000 \text{ mm}^2$$

$$1047 \text{ mm}^2 \geq 899 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Pozdĺžna bet.výstuž v priereze je postačujúca.

5.2.3.2 Ohybová odolnosť

Momentová odolnosť ocelového prierezu

$$M_{pl,Rd,a} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{367000 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1} = 130 \text{ kNm}$$

Vplyv šmyku

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} > \text{abs}(V_{Ed,comp})$$

$$\frac{392 \text{ kN}}{2} > 0.0663 \text{ kN}$$

$$196 \text{ kN} > 0.0663 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Vplyv zvislého šmyku na ohybovú odolnosť možno zanedbať.

$$f_{yb,w} = f_{yb} = 355 \text{ MPa}$$

Modifikovaná odolnosť ocelového prvku v ťahu

$$r = 0 \text{ mm}$$

$$A_a = 2 \cdot t_f \cdot b + t_w \cdot (h_a - 2 \cdot t_f) = 2 \cdot 9.8 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm} + 6.2 \text{ mm} \cdot (240 \text{ mm} - 2 \cdot 9.8 \text{ mm}) = 3718 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yb} = 3718 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa} = 1320.06 \text{ kN}$$

Poznámka: Zaoblenia ocelového prierezu sú pri výpočte ohybovej odolnosti zanedbané.

$$N_{c,f} = \min(N_{c,Rd}; N_{pl,a}) = \min(1473.33 \text{ kN}; 1320.06 \text{ kN}) = 1320.06 \text{ kN}$$

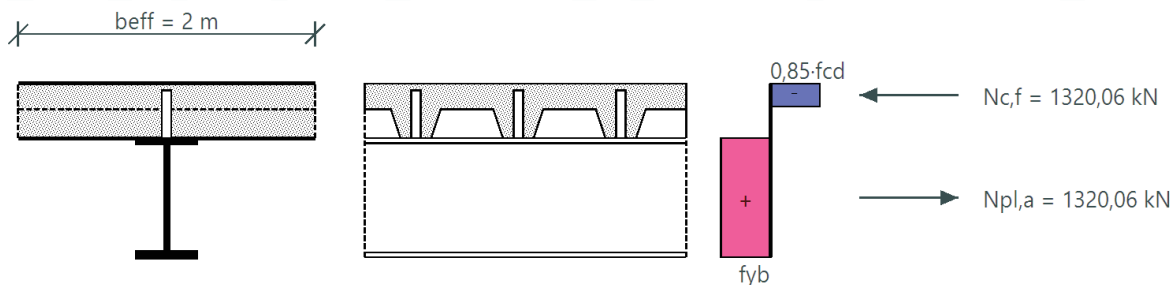
Výpočet kladnej ohybovej odolnosti

$$N_{pl,a} < N_{c,Rd}$$

Plastická neutrálna os sa nachádza v betónovej prásnici.

$$N_{pl,a} = N_{c,f}$$

$$x = \left(\frac{N_{pl,a}}{b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} \right) = \left(\frac{1320.06 \text{ kN}}{2 \text{ m} \cdot 0.85 \cdot 16.7 \text{ MPa}} \right) = 46.6 \text{ mm}$$



$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_s - x \right) + \frac{N_{c,f} \cdot x}{2}$$

$$= 1320.06 \text{ kN} \cdot \left(\frac{240 \text{ mm}}{2} + 110 \text{ mm} - 46.6 \text{ mm} \right) + \frac{1320.06 \text{ kN} \cdot 46.6 \text{ mm}}{2} = 273 \text{ kNm}$$

Návrhová momentová odolnosť podľa zjednodušenej metódy stanovená v EN 1994-1-1 čl.6.2.1.3 (5)

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd,a} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,Rd,a}) \cdot \eta = 130 \text{ kNm} + (273 \text{ kNm} - 130 \text{ kNm}) \cdot 0.66 = 224 \text{ kNm}$$

$$UC_{comp_M} = \frac{\text{abs}(M_{Ed,comp})}{M_{Rd}} = \frac{\text{abs}(143.347 \text{ kNm})}{224 \text{ kNm}} = 0.64$$

Ohybová odolnosť prierezu je postačujúca.

5.3 Odolnosť LTB

Prostriedky spriahnutia sú tuho spojené s betónovou doskou, nosník je tak priebežne podporený k hornej pásnici ocelového nosníka, a preto nosník nie je náchylný ku klopeniu.

5.4 Pozdĺžny šmyk

5.4.1 Priečna výstuž

Návrhový šmykový tok

$$h_f = h_c = 52 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \frac{n_r \cdot P_{Rd}}{2 \cdot I_s \cdot h_f} = \frac{1 \cdot 47.9 \text{ kN}}{2 \cdot 207 \text{ mm} \cdot 52 \text{ mm}} = 2.22 \text{ MPa}$$

Priečna výstuž

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yk,r}}{(\gamma_s \cdot s_f)} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cotg(\theta)}$$

$$A_t = A_{sf} / s_f$$

$$A_t = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\left(\frac{\cotg(\theta) \cdot f_{yk,r}}{\gamma_s} \right)} = \frac{2.22 \cdot 10^6 \cdot 0.052}{\left(\frac{\cotg(26.5) \cdot 500 \cdot 10^6}{1.15} \right)} = 133 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{t,prov} = \frac{1}{s_t} \cdot \left(\frac{d_t^2}{4} \right) \cdot 3.14 = \frac{1}{0.15} \cdot \left(\frac{0.01^2}{4} \right) \cdot 3.14 = 524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{t,prov} \geq A_t$$

$$524 \text{ mm}^2/\text{m} \geq 133 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{OK}$$

Priečna výstuž prierezu je postačujúca.

5.4.2 Rozdrvenie betónovej pásnice

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250} \right) = 0.54$$

(6.6N)

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 25 \text{ MPa}}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)$$

$$v_{Ed} \leq 0.54 \cdot 16.7 \text{ MPa} \cdot \sin(26.5 \text{ deg}) \cdot \cos(26.5 \text{ deg})$$

$$2.22 \text{ MPa} \leq 3.59 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Tlaková odolnosť betónu je postačujúca.

Posudok MSÚ konečnej fázy vyhovuje.

$$UC_{comp} = \max(0.00; 0.64; 0.00) = 0.64$$

Príloha č. 6 Požiarna odolnosť – stropnica

Chránená spriahnutá stropnica

Rozmery a vlastnosti ocele a betónovej dosky

Stropnica		IPE 240	
Výška prierezu	h_{profil}	240	mm
Šírka spodnej pásnice	b_1	120,0	mm
Šírka vrchnej pásnice	b_2	120,0	mm
Hrúbka spodnej pásnice	e_1	9,8	mm
Hrúbka vrchnej pásnice	e_2	9,8	mm
Hrúbka stojiny	e_w	6,2	mm
Výška stojiny	h_w	220	mm
Celková výška betónovej dosky	h_c	110	mm
Exponovaný povrch spodnej pásnice	$A_{p,i}$	0,260	m/m
Prierezová plocha spodnej pásnice	V_i	0,001	m ² /m
Exponovaný povrch stojiny	$A_{p,i}$	0,453	m/m
Prierezová plocha stojiny	V_i	0,001	m ² /m
Objemová hmotnosť ocele	ρ_a	7850,00	kg/m ³
Merné teplo ocele	c_a	600	J/kg ⁻¹ °C ⁻¹
Objemová hmotnosť požiarne ochran. materialu	ρ_p	250	kg/m ³
Merné teplo požiarne ochranného materialu	c_p	790	J/kg ⁻¹ °C ⁻¹
Tepelná vodivosť požiarne ochranného materialu	λ_p	0,10	Wm ⁻² K ⁻¹
Hrúbka požiarne ochranného materialu	d_p	0,010	m
Súčiniteľ konfigurácie	$w=\emptyset$	0,093	-

Výpočet teploty v dolnej pásnici IPE profilu

čas [hod:min:s]	čas [min]	θ_g [°C]	$\Delta\theta_g$ [°C]	c_a [Jkg ⁻¹ °C ⁻¹]	\emptyset [-]	$\Delta\theta_a$ [°C]	θ_a [°C]
0:00:00	0,000	20,000	0,00	439,80	0,126	0,000	20,000
0:00:30	0,500	261,145	241,1	439,80	0,126	0,000	20,000
0:01:00	1,000	349,214	88,1	439,80	0,126	1,374	21,374
0:01:30	1,500	404,310	55,1	440,77	0,126	4,915	26,290
3:00:00	180,000	1109,739	0,4	650,00	0,085	0,837	1043,572

Výpočet teploty v stojite IPE profilu

čas [hod:min:s]	čas [min]	θ_g [°C]	$\Delta\theta_g$ [°C]	c_a [Jkg ⁻¹ °C ⁻¹]	\emptyset [-]	$\Delta\theta_a$ [°C]	θ_a [°C]
0:00:00	0,000	20,000	0,00	439,80	0,190	0,000	20,000
0:00:30	0,500	261,145	241,1	439,80	0,190	0,000	20,000
0:01:00	1,000	349,214	88,1	439,80	0,190	1,917	21,917
0:01:30	1,500	404,310	55,1	441,15	0,189	7,185	29,102
3:00:00	180,000	1109,739	0,4	650,00	0,128	0,565	1079,397

Teplota v požadovanej požiarnej odolnosti:	čas [min]
R45	45

Teploty v ocelovom priereze:

teplota v požadovanom čase v pásniciach	$\theta_1; \theta_2$	569,83	°C
teplota v požadovanom čase v stojine	θ_w	662,81	°C

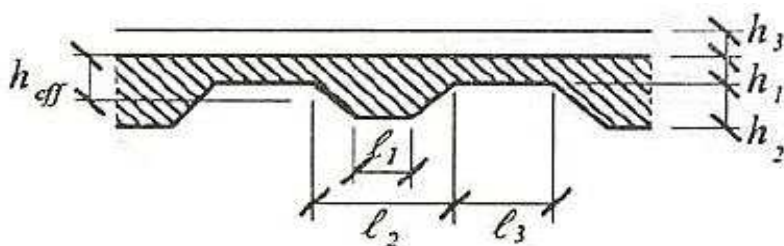
Pozn.: Teplotu steny nosníka do výšky 500 mm môžeme predpokladať rovnakú ako pri dolnej pásnici.

Napätie v spriahnutom nosníku:

Charakteristická pevnosť betónu v tlaku pri 20°C	f_c	25	MPa
Charakteristická medza kluzu pri 20°C	f_{ay}	355	MPa
Redukčný súčiniteľ medze kluzu ocele	$k_{y\theta}$	0,564	-
Redukčný súčiniteľ medze kluzu ocele	$k_{y\theta}$	0,319	-
Účinná medza klzu pri požiari v spodnej pásnici	$f_{ay,\theta 1}$	200,050	MPa
Účinná medza klzu pri požiari v stojine	$f_{ay,\theta w}$	113,340	MPa
Účinná medza klzu pri požiari v hornej pásnici	$f_{ay,\theta 2}$	200,050	MPa
Návrhová pevnosť betónu v tlaku pri 20°C	$f_{c,d}$	25,0	MPa

Účinná hrúbka spriahnutej dosky

Spodná šírka vlny vyplnenej betónom	l_1	62	mm
Horná šírka vlny vyplnenej betónom	l_2	101	mm
Šírka "medzi vlny"	l_3	82	mm
Hrúbka betónovej dosky nad plechom	h_1	52	mm
Výška vlny	h_2	58	mm
Hrúbka vrstiev podlahy	h_3	30	mm
Pomer h_2/h_1	h_2/h_1	1,115	-
Účinná hrúbka spriahnutej dosky	h_{eff}	84,9	mm
Najmenšia účinná hrúbka ako funkcia normovej požiarnej odolnosti $h_{eff,min} = h_{eff} - h_3$	$h_{eff,min}$	40	mm



Označenie rozmerov plechobetónovej dosky

Minimálna hrúbka h_{eff} pre
požiarnu odolnosť

R15	40
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

Výška tlačenej oblasti betonu

Účinná šírka betónovej dosky	b_{eff}	2000	mm
Ťahová sila v oceľovom nosníku	T	625,394	kN
Vzdialenosť sily T od spodnej hrany dolnej pásnice	y_T	120	mm
Vzdialenosť sily F od spodnej hrany dolnej pásnice	y_F	344	mm
Výška tlačenej oblasti betonu	x	12,5	mm
Výška ťahanej oblasti betónu dosky	$h_{eff} - x$	72,4	mm
Výška odpovedajúca teplote betónu pod 250 °C	h_{cr}	40	mm

Nie je nutné redukovať pevnosť betónu v tlačných vláknoch dosky: $h_{eff} - x > h_{cr}$

Únosnosť v ohybe a posúdenie únosnosti spriahovacích prostriedkov

Kombinačný súčiniteľ pre častú hodnotu zaťaženia	$\psi_{1,1}$	0,5	-
Stále zaťaženie stropnice	g_k	7,68	kN/m
Promenné zaťaženie stropnice	q_k	8,40	kN/m
Redukčný súčiniteľ	η_{fi}	0,517	-
Účinok zaťaženia v trvalej a dočasnej situácii	M_{Ed}	180,70	kNm
Teplota spriahovacích prostriedkov	80% z θ_1	455,87	°C
Redukčný súčiniteľ medze kluzu výstuže alebo konstrukčnej ocele, udávajúci úroveň spevnenia pri zvýšenej teplote $f_{au,\theta}$	$k_{u,\theta}$	0,877	-
Teplota betónu - výpočet redukčného súčiniteľa	40% z θ_1	227,93	°C
Redukčný súčiniteľ pre výpočet pevnosti betónu v tlaku $f_{c,\theta}$ pri zvýšenej teplote	$k_{c,\theta}$	0,922	-
P_{Rd} - menšia únosnosť spriahovacieho prostriedku	P_{Rd}	74,32	kN
počet trŕňov na polovici rozpätia nosníka	n	19	ks
$P_{fi,Rd} = k_{u,\theta} \cdot P_{Rd}$	$P_{fi,Rd}$	65,186	kN
$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd}$	$P_{fi,Rd}$	68,528	kN
Návrhová únosnosť spriahovacích prostriedkov	$\min k_x \times n$	1238,529	kN
Ťahová sila v nosníku pri požiari	T	625,394	kN
Posúdenie spriahovacích prostriedkov	Spriahovacie trŕne vyhovujú		
Návrhový moment v mimoriadnej situácii	$M_{fi,Ed}$	93,466	kNm
Ohybová únosnosť spriahnutého nosníka	$M_{fi,Rd}$	139,929	kNm
Posúdenie spriahnutého nosníka	Spriahnutý nosník vyhovuje		

Návrhnutý nosník z profilu IPE 240 vyhovuje na požadovanú odolnosť R45

Spriahnutá stropnica, rozpätie 8m, bežné podlažie			
	Ručný Výpočet	SCIA Engineer	Rozdiel
Teplota - pásnica	569,83	568,5	0,23%
Teplota - stojina	662,81	655,5	1,11%
Návrhový ohybový moment - požiar	93,47	76	22,98%
Ohybová únosnosť - požiar	139,93	143	2,15%

Príloha č. 7 Požiarna odolnosť – stropnica; SCIA Engineer

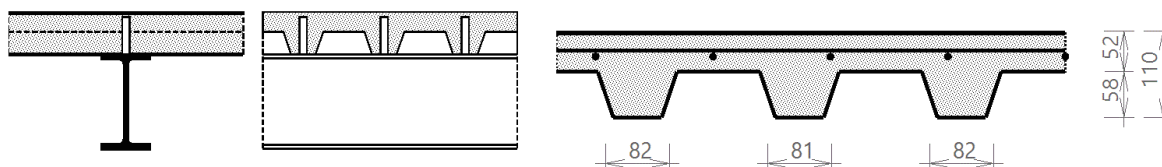
Spriahnutý nosník - Konečná fáza - Požiarna odolnosť

Lineárny výpočet
Kombinácia: MSU požiar
Extrém 1D: Globálny
Výber: B1587

Overenie spriahnutého nosníka

pre nosník B1587v reze 4 m, v súlade s STN EN 1994-1-1 & EN 1994-1-2

1. Údaje o geometrii



Prosto podopretý nosník

Dĺžka súčasného rozpätia	$L = 8 \text{ m}$
Vzdialenosť nosníka na ľavej strane	$L_{\text{left}} = 2 \text{ m}$
Vzdialenosť nosníka na pravej strane	$L_{\text{right}} = 2 \text{ m}$
Posudzovaný rez	$d_x = 4 \text{ m}$

2. Prierez & materiály

2.1 Vlastnosti ocelového prierezu

2.1.1 Prierez

Prierez	IPE240
Výška	$h_a = 240 \text{ mm}$
Šírka	$b = 120 \text{ mm}$
Hrúbka stojiny	$t_w = 6.2 \text{ mm}$
Hrúbka pásnice	$t_f = 9.8 \text{ mm}$
Polomer	$r = 15 \text{ mm}$
Plocha	$A_a = 3910 \text{ mm}^2$
Moment zotrvačnosti nosníka	$I_y = 38.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Polomer zotrvačnosti	$i_z = 27 \text{ mm}$
Plastický modul prierezu	$W_{pl,y} = 367000 \text{ mm}^3$

2.1.2 Materiál

Trieda ocele	S 355
Medza klzu	$f_{yb} = 355 \text{ MPa}$
Medza pevnosti	$f_{ub} = 490 \text{ MPa}$
Modul pružnosti E	$E_b = 210000 \text{ MPa}$

2.1.3 Klasifikácia prierezu

$$\varepsilon = 0.85 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.692$$

(EN 1993-1-2 §4.2.2(1))

2.1.3.1 Pásnica v tlaku

$$c_f = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2} = \frac{120 \text{ mm} - 6.2 \text{ mm} - 2 \cdot 15 \text{ mm}}{2} = 41.9 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_f} \leq 9 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{41.9 \text{ mm}}{9.8 \text{ mm}} \leq 9 \cdot 0.692$$

$$4.28 \leq 6.22$$

OK

Pásnica klasifikovaná ako Trieda 1.

2.1.3.2 Stena v ohybe

$$c_w = h_a - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 240 \text{ mm} - 2 \cdot 9.8 \text{ mm} - 2 \cdot 15 \text{ mm} = 190 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cl} = 0.5$$

$$\frac{c_w}{t_w} \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{\alpha_{cl}}$$

$$\frac{190 \text{ mm}}{6.2 \text{ mm}} \leq \frac{36 \cdot 0.692}{0.5}$$

$$30.7 \leq 49.8$$

OK

Stena klasifikovaná ako Trieda 1.

Prierez zaradený do triedy 1

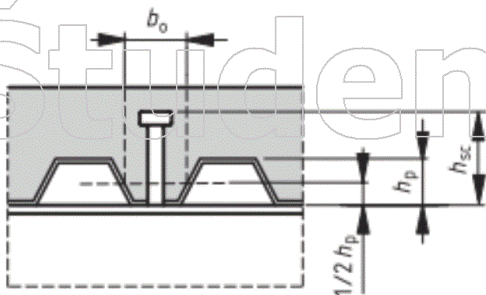
Trieda prierezu OK.

2.2 Betónová doska s profilovaným plechom**2.2.1 Betónová doska****2.2.1.1 Doska**Celková výška dosky $h_s = 110 \text{ mm}$ **2.2.1.2 Materiál**

Betón triedy C25/30

Charakteristická pevnosť $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ Modul pružnosti E $E_{cm} = 31500 \text{ MPa}$ **2.2.2 Profilovaný oceľový plech**

Plech s rebami, priečnymi k podperným nosníkom



Názov	Cofraplus60
Hĺbka rebier	$h_p = 58 \text{ mm}$
Výška plného betónu	$h_c = 52 \text{ mm}$
Výška samosvornej výstuhy	$h_d = 0 \text{ mm}$
Rozstup rebier	$b_s = 207 \text{ mm}$
Horná výstuž rebra	$b_r = 106 \text{ mm}$
Spodná šírka rebra	$b_b = 62 \text{ mm}$
Stredná šírka rebier	$b_{o,rib} = 81.5 \text{ mm}$
Hrúbka plechu	$t_p = 1 \text{ mm}$

2.2.3 Spriahovacie prvky**2.2.3.1 Geometria**

Názov	S19L
Priemer	$d_s = 19 \text{ mm}$
Nominálna výška	$h_{nom} = 101 \text{ mm}$
As-zváraná výška	$h_{sc} = 96 \text{ mm}$
Množstvo v jednej vlne alebo reze	$n_r = 1$

2.2.3.2 Materiál

Trieda ocele	S 355
Medza pevnosti	$f_{us} = 450 \text{ MPa}$

2.2.4 Výstuž**2.2.4.1 Geometria**

Priemer prúta pozdĺžnej výstuže	$d_l = 10 \text{ mm}$
Vzdialenosť prútov pozdĺžnej výstuže	$s_l = 150 \text{ mm}$
Krytie prútov pozdĺžnej výstuže	$c_l = 25 \text{ mm}$
Priemer prúta priečnej výstuže	$d_t = 10 \text{ mm}$
Vzdialenosť prútov priečnej výstuže	$s_t = 150 \text{ mm}$
Krytie prútov priečnej výstuže	$c_t = 35 \text{ mm}$

2.2.4.2 Materiál

Materiál	B 500B
Charakteristická medza klzu	$f_{yk,r} = 500 \text{ MPa}$

3. Parametre protipožiarneho návrhu

Požiarna odolnosť	$R = 45 \text{ minutes}$
Emisivita ocele	$\varepsilon_m = 0.7$
Emisivita požiaru	$\varepsilon_f = 1$
Súčiniteľ prenosu tepla	$\alpha_c = 25 \text{ W/(m}^2\text{K)}$
Časový interval	$\Delta t = 30 \text{ seconds}$

Protipožiarna ochrana ocelového prierezu

Tepelná vodivosť	$\lambda_p = 0.1 \text{ W/(mK)}$
Hrúbka	$d_p = 10 \text{ mm}$
Merné teplo	$c_p = 790 \text{ J/(kgK)}$
Hustota materiálu	$\rho_p = 250 \text{ kg/m}^3$

4. Návrhové hodnoty zaťaženia

Načítat' meno : MSU požiar	
Obsah kombinácie : LC1+LC1_suchýbetón+LC2+LC3+0.50*LC4+LC7+0.50*LC8	
Pôsobiaci ohybový moment	$M_{Ed,comp} = 75.573 \text{ kNm}$
Šmyková sila	$V_{Ed,comp} = -0.006 \text{ kN}$

5. Parciálny súčiniteľ bezpečnosti

Ocelový prierez	$\gamma_{M,fi,a} = 1$
Spriahovacie prvky	$\gamma_{M,fi,v} = 1$
Betón	$\gamma_{M,fi,c} = 1$
Výstuž	$\gamma_{M,fi,s} = 1$

6. Posudok MSÚ konečnej fázy**6.1 Vývoj teploty v ocelovom priereze**

Chránený ocelový prierez:

Spodná a horná pásnica

$$A_i = 2 \cdot (b + t_f) = 2 \cdot (120 + 9.8) = 260 \text{ mm}$$

$$V_i = b \cdot t_f = 1176 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tvarový súčiniteľ} = 0.221 \text{ mm}^{-1}$$

Čas vystavenia účinkom požiaru: 2700 sekúnd

Teplota plynu $\theta_t = 902.3^\circ\text{C}$ Teplota ocele $\theta_{a,t,f} = 568.5^\circ\text{C}$ Redukčný súčiniteľ $k_{y,\theta,f} = 0.568$ Redukčný súčiniteľ $k_{E,\theta,f} = 0.401$

Stena

$$A_i = 2 \cdot (h_a - 2 \cdot t_f) = 2 \cdot (240 - 2 \cdot 9.8) = 441 \text{ mm}$$

$$V_i = (h_a - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 1366 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tvarový súčiniteľ} = 0.323 \text{ mm}^{-1}$$

Čas vystavenia účinkom požiaru: 2700 sekúnd

$$\text{Teplota plynu } \theta_t = 902.3^\circ\text{C}$$

$$\text{Teplota ocele } \theta_{a,t,w} = 655.5^\circ\text{C}$$

$$\text{Redukčný súčiniteľ } k_{y,\theta,w} = 0.337$$

$$\text{Redukčný súčiniteľ } k_{E,\theta,w} = 0.21$$

6.2 Šmykové pripojenie

6.2.1 Návrhová odolnosť spriahovacích prvkov

6.2.1.1 Spriahovací prvok v plnej doske

$$\frac{h_{sc}}{d_s} > 4$$

$$5.05 > 4$$

$$\alpha = 1$$

$$f_{us} = \min(450; 450) \text{ MPa}$$

$$f_{us} = 450 \text{ MPa}$$

Teplota prvkov spriahnutia

$$\theta_v = 0.8 \cdot \theta_{a,t,f} = 0.8 \cdot 569 = 455^\circ\text{C}$$

$$k_{u,\theta} = 0.879$$

$$P_{fi,Rd,solid,1} = 0.8 \cdot k_{u,\theta} \cdot \left(\frac{0.8 \cdot f_{us} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right)}{\gamma_{M,fi,v}} \right) = 0.8 \cdot 0.879 \cdot \left(\frac{0.8 \cdot 450 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{3.14 \cdot 19 \text{ mm}^2}{4} \right)}{1} \right) = 71.8 \text{ kN}$$

Teplota betónu

$$\theta_c = 0.4 \cdot \theta_{a,t,f} = 0.4 \cdot 569 = 227^\circ\text{C}$$

$$k_{c,\theta} = 0.923$$

$$P_{fi,Rd,solid,2} = k_{c,\theta} \cdot \left(\frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_{M,fi,v}} \right) = 0.923 \cdot \left(\frac{0.29 \cdot 1 \cdot 19 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa} \cdot 31500 \text{ MPa}}}{1} \right) = 85.7 \text{ kN}$$

$$P_{fi,Rd,solid} = \min(P_{fi,Rd,solid,1}; P_{fi,Rd,solid,2}) = \min(71.8 \text{ kN}; 85.7 \text{ kN}) = 71.8 \text{ kN}$$

6.2.1.2 Spriahovací prvok v profilovanom plechu

Plech s rebrami, priečnymi k podperným nosníkom

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \cdot \left(\frac{b_{0,rib}}{h_p} \right) \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \left(\frac{81.5 \text{ mm}}{58 \text{ mm}} \right) \cdot \left(\frac{96 \text{ mm}}{58 \text{ mm}} - 1 \right) = 0.644$$

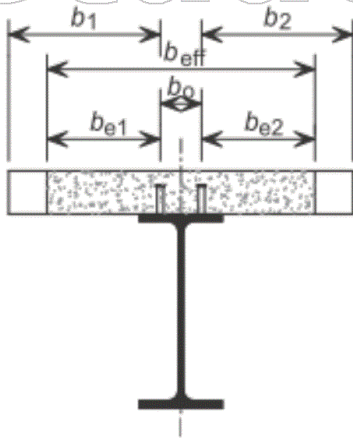
$$k_{t,max} = 0.85$$

$$k_t = \max(0; \min(k_t; k_{t,max})) = \max(0; \min(0.644; 0.85)) = 0.644$$

$$P_{fi,Rd} = k_t \cdot P_{fi,Rd,solid} = 0.644 \cdot 71.8 \text{ kN} = 46.3 \text{ kN}$$

6.2.2 Stupeň šmykového spojenia

6.2.2.1 Určenie šírky b_{eff} betónovej pásnice a dĺžky L_e



Efektívna šírka v intervale $<0,25; 0,75>$

$$L_{e1} = L_1 = 8 \text{ m}$$

Ľavá strana nosníka

$$b_1 = \frac{L_{perp_left}}{2} - \frac{b_0}{2} = \frac{2 \text{ m}}{2} - \frac{0 \text{ mm}}{2} = 1 \text{ m}$$

$$b_{e10} = \min\left(\frac{L_{e0}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

$$b_{e11} = \min\left(\frac{L_{e1}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{8 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 1 \text{ m}$$

$$b_{e12} = \min\left(\frac{L_{e2}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

Pravá strana nosníka

$$b_2 = \frac{L_{perp_right}}{2} - \frac{b_0}{2} = \frac{2 \text{ m}}{2} - \frac{0 \text{ mm}}{2} = 1 \text{ m}$$

$$b_{e20} = \min\left(\frac{L_{e0}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

$$b_{e21} = \min\left(\frac{L_{e1}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{8 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 1 \text{ m}$$

$$b_{e22} = \min\left(\frac{L_{e2}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 1 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

Výpočet hodnoty $b_{eff,1}$

$$b_{eff,1} = b_0 + b_{e11} + b_{e21} = 0 \text{ mm} + 1 \text{ m} + 1 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

Výpočet hodnoty b_{eff}

$$b_{eff} = b_{eff,1} = 2 \text{ m}$$

Stanovenie L_e

$$L_e = L_{e1} = 8 \text{ m}$$

6.2.2.2 Aktuálny stupeň šmykového spojenia

6.2.2.2.1 Počet šmykových prvkov spriahnutia

Počet plných rebier na dĺžku L_e

$$n_{rib} = \frac{L_e}{b_s} = \frac{8 \text{ m}}{207 \text{ mm}}$$

$$n_{rib} = 38$$

$$l_s = b_s \cdot \text{trough} = 207 \text{ mm} \cdot 1 = 207 \text{ mm}$$

Počet šmykových trňov na dĺžku $L_e/2$

$$n_{sp} = \frac{0.5 \cdot n_{rib} \cdot n_r}{\text{trough}} = \frac{0.5 \cdot 38 \cdot 1}{1} = 19$$

6.3 Prierezová odolnosť spriahnutého nosníka**6.3.1 Vydúvanie v šmyku**

$$h_w = h_a - 2 \cdot t_f = 240 \text{ mm} - 2 \cdot 9.8 \text{ mm} = 220 \text{ mm}$$

$$t = \theta_{a,t,w} = 656 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\eta_{sb} = 1.2$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta_{sb}}$$

$$\frac{220 \text{ mm}}{6.2 \text{ mm}} \leq \frac{72 \cdot 0.692}{1.2}$$

$$35.5 \leq 41.5$$

OK

Odolnosť proti vydúvaniu v šmyku steny nemusí byť overená.

6.3.2 Vertikálny šmyk

Odolnosť v zvislom šmyku treba brať ako odolnosť konštrukčného oceľového profilu.

$$A_v = A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$= 3.91 \cdot 10^{-3} = 2 \cdot 0.12 \cdot 9.8 \cdot 10^{-3} + (6.2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 0.015) \cdot 9.8 \cdot 10^{-3} = 1913 \text{ mm}^2$$

$$A_{v,min} = \eta_{sb} \cdot h_w \cdot t_w = 1.2 \cdot 0.22 \cdot 6.2 \cdot 10^{-3} = 1640 \text{ mm}^2$$

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1913 \text{ mm}^2 \geq 1640 \text{ mm}^2$$

$$V_{fi,t,Rd} = \frac{A_v \cdot k_{y,\theta,w} \cdot f_{yb}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,fi,a}} = \frac{1913 \text{ mm}^2 \cdot 0.337 \cdot 355 \cdot 10^6}{\sqrt{3} \cdot 1} = 132 \text{ kN}$$

$$UC_{comp,V} = \frac{\text{abs}(V_{Ed,comp})}{V_{fi,t,Rd}} = \frac{\text{abs}(-0.006 \text{ kN})}{132 \text{ kN}} = 0.00$$

Šmyková odolnosť prierezu je postačujúca.

6.3.3 Pôsobiaci ohybový moment

6.3.3.1 Pozdĺžna bet.výstuž

6.3.3.1.1 Ťažisko spriahnutého prierezu

Pri budovách, ktoré nie sú vystavené predovšetkým účinkom dotvarovania betónu nosníky môžu byť použité s efektívnym E modulom $E_{c,eff} = E_{cm} / 2$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{31500 \text{ MPa}}{2} = 15750 \text{ MPa}$$

$$n_E = \frac{E_b}{E_{c,eff}} = \frac{210000 \text{ MPa}}{15750 \text{ MPa}} = 13.33$$

$$y_d = \frac{A_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} \right) + \left(\frac{1}{n_E} \right) \cdot b_{eff} \cdot (h_c - h_d) \cdot \left(h_a + h_s - \frac{h_c - h_d}{2} \right)}{A_a + \left(\frac{1}{n_E} \right) \cdot b_{eff} \cdot (h_c - h_d)}$$

$$= \frac{3.91 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{0.24}{2} \right) + \left(\frac{1}{13.33} \right) \cdot 2 \cdot (0.052 - 0) \cdot \left(0.24 + 0.11 - \frac{0.052 - 0}{2} \right)}{3.91 \cdot 10^{-3} + \left(\frac{1}{13.33} \right) \cdot 2 \cdot (0.052 - 0)} = 256 \text{ mm}$$

6.3.3.1.2 Stupeň vystuženia

$$A_s = \frac{b_{eff}}{s_l} \cdot \left(\frac{d_l^2}{4} \right) \cdot \pi = \frac{2 \text{ m}}{150 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}^2}{4} \right) \cdot 3.14 = 1047 \text{ mm}^2$$

$$A_c = b_{eff} \cdot (h_c - h_d) = 2 \cdot (0.052 - 0) = 104000 \text{ mm}^2$$

$$z_0 = \left(h_a + h_s - \frac{h_c - h_d}{2} \right) - y_d = \left(0.24 + 0.11 - \frac{0.052 - 0}{2} \right) - 0.256 = 68.1 \text{ mm}$$

$$k_c = \min \left(\frac{1}{\left(1 + \frac{h_c - h_d}{2 \cdot z_0} \right)} + 0.3; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{\left(1 + \frac{0.052 - 0}{2 \cdot 0.0681} \right)} + 0.3; 1 \right) = 1$$

$$\rho_s = \delta \cdot \left(\frac{f_{yb}}{235} \right) \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk,r}} \right) \cdot \sqrt{k_c} = 1.1 \cdot \left(\frac{355}{235} \right) \cdot \left(\frac{2.6 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^6} \right) \cdot \sqrt{1} = 0.864 \%$$

$$A_s \geq \rho_s \cdot A_c$$

$$1047 \text{ mm}^2 \geq 8.64 \cdot 10^{-3} \cdot 104000 \text{ mm}^2$$

$$1047 \text{ mm}^2 \geq 899 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Pozdĺžna bet.výstuž v priereze je postačujúca.

6.3.3.2 Ohybová odolnosť

Vplyv šmyku

$$\frac{V_{fi,t,Rd}}{2} > \text{abs}(V_{Ed,comp})$$

$$\frac{132 \text{ kN}}{2} > 5.88 \cdot 10^{-3} \text{ kN}$$

$$66 \text{ kN} > 5.88 \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad \text{OK.}$$

Vplyv zvislého šmyku na ohybovú odolnosť možno zanedbať.

Modifikovaná odolnosť ocelového prvku v ťahu

$$T_{plus} = \frac{(2 \cdot t_f \cdot b \cdot f_{yb} \cdot k_{y,\theta,f} + (h_a - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \cdot f_{yb} \cdot k_{y,\theta,w})}{\gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{(2 \cdot 9.8 \cdot 120 \cdot 355 \cdot 0.568 + (240 - 2 \cdot 9.8) \cdot 6.2 \cdot 355 \cdot 0.337)}{1} = 637 \text{ kN}$$

Výpočet kladnej ohybovej odolnostiVýška tlačenej oblasti

$$T_{\text{plus}} = \min(T_{\text{plus}}, n_{\text{ep}} \cdot P_{\text{fi,Rd}}) = \min(637, 19 \cdot 46.3) = 637 \text{ kN}$$

$$h_u = \frac{T_{\text{plus}}}{\frac{b_{\text{eff}} \cdot f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{M,fi,c}}}} = \frac{637 \text{ kN}}{\frac{2 \text{ m} \cdot 25 \text{ MPa}}{1}} = 12.7 \text{ mm}$$

Kritická výška pre teplotu 250 °C

$$h_{\text{cr}} = 40.6 \text{ mm}$$

Stanovenie h_{eff}

$$h_{\text{eff}} = h_c + 0.5 \cdot h_p \cdot \left(\frac{b_s - b_r + b_b}{b_s - b_r + b_r} \right) = 52 + 0.5 \cdot 58 \cdot \left(\frac{207 - 106 + 62}{207 - 106 + 106} \right) = 74.8 \text{ mm}$$

$h_u \leq h_c - [h_{\text{cr}} - (h_{\text{eff}} - h_c)]$ - > Nie je potrebná žiadna redukcia.

Stanovenie momentovej odolnosti

$$y_T = \frac{h_a}{2} = \frac{0.24}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$y_F = h_a + h_s - \frac{h_u}{2} = 240 + 110 - \frac{12.7}{2} = 344 \text{ mm}$$

$$M_{\text{fi,Rd}} = T_{\text{plus}} \cdot (y_F - y_T) = 637 \text{ kN} \cdot (344 \text{ mm} - 120 \text{ mm}) = 143 \text{ kNm}$$

$$UC_{\text{comp}_M} = \frac{\text{abs}(M_{\text{Ed,comp}})}{M_{\text{fi,Rd}}} = \frac{\text{abs}(75.573)}{143} = 0.53$$

Ohybová odolnosť prierezu je postačujúca.

6.4 Odolnosť LTB

Prostriedky spriahnutia sú tuho spojené s betónovou doskou, nosník je tak priebežne podporený k hornej pásnici oceľového nosníka, a preto nosník nie je náchylný ku klopeniu.

6.5 Pozdĺžny šmyk**6.5.1 Priečna výstuž**

Návrhový šmykový tok

$$h_f = h_c = 52 \text{ mm}$$

$$v_{\text{Ed}} = \frac{n_r \cdot P_{\text{fi,Rd}}}{2 \cdot I_s \cdot h_f} = \frac{1 \cdot 46.3 \text{ kN}}{2 \cdot 207 \text{ mm} \cdot 52 \text{ mm}} = 2.15 \text{ MPa}$$

Priečna výstuž

$$\frac{A_{\text{sf}} \cdot f_{y,k,r}}{(\gamma_{\text{M,fi,s}} \cdot S_f)} \geq \frac{v_{\text{Ed}} \cdot h_f}{\cotg(\theta)}$$

$$A_t = A_{\text{sf}} / S_f$$

$$A_t = \frac{v_{\text{Ed}} \cdot h_f}{\left(\frac{\cotg(\theta) \cdot f_{y,k,r}}{\gamma_{\text{M,fi,s}}} \right)} = \frac{2.15 \cdot 10^6 \cdot 0.052}{\left(\frac{\cotg(45) \cdot 500 \cdot 10^6}{1} \right)} = 224 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{t,\text{prov}} = \frac{1}{S_t} \cdot \left(\frac{d_t^2}{4} \right) \cdot 3.14 = \frac{1}{0.15} \cdot \left(\frac{0.01^2}{4} \right) \cdot 3.14 = 524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{t,\text{prov}} \geq A_t$$

$$524 \text{ mm}^2/\text{m} \geq 224 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{OK}$$

Priečna výstuž prierezu je postačujúca.

6.5.2 Rozdrivenie betónovej pásnice

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_{M,fi,s}} = \frac{1 \cdot 25 \text{ MPa}}{1} = 25 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)$$

$$v_{Ed} \leq 0.54 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot \sin(45 \text{ deg}) \cdot \cos(45 \text{ deg})$$

$$2.15 \text{ MPa} \leq 6.75 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Tlaková odolnosť betónu je postačujúca.

Posudok MSÚ konečnej fázy vyhovuje.

$$UC_{comp} = \max(0.00; 0.53; 0.00) = 0.53$$

(6.6N)

Príloha č. 8 Predbežné posúdenie požiarnej odolnosti

ČSN 73 0802

Příloha B (normativní)**Hodnoty výpočtového požárního zatížení p_v pro vybrané druhy provozů a objektů**

B.1 Hodnoty výpočtového požárního zatížení (p_v v $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$) jsou vztaženy na 1 m^2 podlahové plochy a lze je bez dalšího průkazu užít za předpokladu splnění podmínek podle B.1.1 až B.1.5.

B.1.1 V posuzovaném požárním úseku se vyskytuje buď pouze provoz pro který je výpočtové požární zatížení stanoveno, nebo další provoz, jejichž součin součinitele a_n a nahodilého požárního zatížení p_n v $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$ je menší než výpočtové požární zatížení podle rovnice:

$$p_v > p_n \cdot a_n \cdot 1,15 \quad (\text{B.1})$$

B.1.2 Stálé požární zatížení (p_s v $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$) není vyšší než $5 \text{ v } \text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$; pokud tomu tak není, zvýší se výpočtové požární zatížení uvedené v této příloze o p'_v v $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$ podle rovnice:

$$p'_v = (p_s - 5) \cdot 1,15, \quad (\text{B.2})$$

kde p_s je skutečné stálé požární zatížení v $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$.

B.1.3 Hodnota součinitele c je rovna jedné. Je-li $c < 1,0$, násobí se výpočtové požární zatížení podle této přílohy součinitelem c menším než jedna.

B.1.4 Hodnota součinitele a požárního úseku se předpokládá, že je podle přílohy A rovna součiniteli a_n provozu, pro který je výpočtové požární zatížení stanoveno.

B.1.5 Pokud posuzovaný provoz tvoří samostatný požární úsek, určí se stupeň požární bezpečnosti podle výpočtového požárního zatížení (tabulka B.1), požární výšky h a konstrukčního systému objektu. Jestliže posuzovaný provoz podle tabulky B.1 je pouze částí požárního úseku a v ostatních prostorách je vyšší p_v než podle rovnice B.1, musí se při určení požárního rizika postupovat podle statě 6.

Tabulka B.1 – Hodnoty výpočtového požárního zatížení p_v

Položka	Druh provozu	p_v $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$
1	Prostory kancelářského charakteru, pisárny, kreslárny, studovny, čítárny včetně kancelářských prostorů vybavených výpočetní technikou (osobními počítači)	42
2	Prostory vědeckých, výzkumných a vývojových pracovišť s příručními knihovnami apod.	65
3	Zasedací přednáškové a konferenční síně, hovorny, bankovní a jiné haly s přepážkami	25
4	Předsálí, čekárny, kuřárny	13
5	Vstupní prostory, haly, dvorany, chodby apod. (pokud v těchto prostorech se vyskytuje sedací nábytek, stolky, skříně, výstavní skřínky apod., postupuje se podle položky 4 nebo 3)	7,5
6	Prostory zdravotnických zařízení, ve kterých se poskytuje zdravotnická péče (vyšetřovny, přípravný, terapeutické pokoje, speciální vyšetřovny, operační a zákrokové sály apod.), kromě prostorů dále uvedených	28
7	Lůžkové pokoje v nemocnicích, sanatoriích, léčebnách, kromě položky 8	23
8	Lůžkové pokoje v lázeňských léčebnách, internáty, studentské koleje, dětské domovy (v částech určených pro spaní včetně sociálního vybavení), jakož i přidružené prostory pro personál	35
9	Pokoje hotelů, motelů, hromadné ubytovny a noclehárny	30
10	Bytové domy, rodinné domky, domovy důchodců včetně příslušenství	40
11	Hromadné nebo řadové garáže a prostory pro čištění osobních automobilů, dodávkových automobilů, jednostopých vozidel (skupina 1 podle ČSN 73 6059)	15
12	Jednotlivé garáže osobních automobilů	35
13	Poštovní provozy – přepážková hala a navazující administrativní prostory	42

ČSN 73 0802

Tabulka 8 – Stupeň požární bezpečnosti požárních úseků

Konstrukční systém objektu (viz 7.2.8)	Nejvyšší výpočtové požární zatížení v posuzovaném požárním úseku $\text{kg} \cdot \text{m}^{-2}$	Nejnižší stupeň požární bezpečnosti požárního úseku						
		I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.
		Výška objektu h (nadzemní podlaží) m						
nehořlavý	15	12	30	60	bez omezení			
	30	O	12	30	bez omezení			
	45	O	6	22,5	45	bez omezení		
	60	O	6	12	30	45	bez omezení	
	90	O _a	O	6	12	30	45	bom.
	120	N ₁	O _a	O	6	12	30	45
	nad 120 ¹⁾	N ₁	N ₁	O _a	O	6	12	30
smíšený	10	6	12	12	18	22,5	N ₂	N ₂
	25	O	6	12	18	22,5	N ₂	N ₂
	35	O	6	12	18	22,5	N ₂	N ₂
	50	O _a	O	6	18	22,5	N ₂	N ₂
	75	N ₁	O	6	12	22,5	N ₂	N ₂
	100	N ₁	O	6	9	15	N ₂	N ₂
	nad 100 ¹⁾	N ₁	N ₁	O	6	12	N ₂	N ₂
hořlavý	10	4	9	12	12	12	N ₂	N ₂
	20	O	4	9	12	12	N ₂	N ₂
	30	O	4	9	12	12	N ₂	N ₂
	40	O _a	O	4	9	12	N ₂	N ₂
	60	N ₁	O	4	4	9	N ₂	N ₂
	80	N ₁	O _a	O	4	9	N ₂	N ₂
	nad 80 ¹⁾	N ₁	N ₁	O _a	O	4	N ₂	N ₂

Vysvětlivky k tabulce 8:

N₁ – tohoto stupně požární bezpečnosti se nesmí použítN₂ – konstrukční systémy smíšené a hořlavé se nesmějí použít pro tyto stupně požární bezpečnosti;

O – požární úseky v jednopodlažních stavebních objektech;

O_a – požární úseky v jednopodlažních stavebních objektech a se součinitelem $a \leq 1,1$;

POZNÁMKA ¹⁾ Je-li výpočtové požární zatížení vyšší než $180 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$ u nehořlavých, $140 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$ u smíšených nebo $100 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$ u hořlavých konstrukčních systémů a současně součinitel a je vyšší než 1,1, může územně příslušný hasičský záchranný sbor požadovat další požární bezpečnostní opatření s ohledem na konkrétní podmínky v těchto požárních úsecích (např. instalaci samočinného stabilního hasicího zařízení, samočinného odvětracího zařízení, zvýšení požární odolnosti nosných a požárně dělících konstrukcí a požárních uzávěrů otvorů v nich); v podzemních podlažích jsou uvedena výpočtová požární zatížení při současném součiniteli a vyšším než 1,1 bez dalších požárně bezpečnostních opatření nepřipustná.

7.2.2 Požární úseky podzemních podlaží se posuzují jako požární úseky nadzemních podlaží, a to:

a) při výšce nadzemní části objektu do 6 m

- 1) první podzemní podlaží jako nadzemní podlaží v objektu o výšce do 6 m,
- 2) druhé a další podzemní podlaží jako nadzemní podlaží v objektu o výšce do 12 m;

b) při výšce nadzemní části objektu nad 6 m (bez ohledu na skutečnou výšku)

- 1) první podzemní podlaží jako nadzemní podlaží v objektu o výšce do 22,5 m,
- 2) druhé a další podzemní podlaží jako nadzemní podlaží v objektu o výšce do 30 m.

POZNÁMKA V případech, kde podle obrázku 2 má objekt několik nadzemních výšek (viz 5.2.2 bod b) a 5.2.3), posuzují se podzemní podlaží podle výšky té části objektu, ve které se nacházejí podzemní podlaží.

ČSN 73 0802

Požadavky na požární úseky jednopodlažních objektů se stanoví podle hodnot pro poslední nadzemní podlaží (položka 1 až 11) nebo podle položky 12; hodnot podle položky 12 nelze užít u objektů podle ČSN 73 0833.

Klasifikace požární odolnosti konstrukcí je stanovena v ČSN 73 0810.

POZNÁMKA Podle tabulky 12, položky 12 se doporučuje postupovat v těch případech, kde k posuzovanému objektu nepřiléhají další objekty, nebo přiléhají např. u štítových stěn a nejsou navzájem staticky závislé (viz 8.2.2). Hodnoty pro poslední nadzemní podlaží (tabulka 12, položka 1c, 2c, 3a3, 5c) se týkají požární odolnosti konstrukcí, které jsou nad úrovní podlahy posledního užitného nadzemního podlaží.

8.1.2 Příslušného stupně požární bezpečnosti požárního úseku je dosaženo tehdy, vykazují-li všechny konstrukce uvedené v tabulce 12, kromě položky 3 b) (viz 8.4.3) a v objektech o výšce do 45 m kromě položek 7, 8 a 11 (viz 8.7.5, 8.8 a 8.15), alespoň takovou požární odolnost a druh konstrukce, jaké požaduje tabulka 12.

Nesplňuje-li některá z uvedených konstrukcí požárního úseku tyto požadavky, vyazuje celý požární úsek stupeň požární bezpečnosti určený touto nevyhovující konstrukcí; v případě více nevyhovujících konstrukcí je určující konstrukce s nejnepríznivějšími hodnotami.

Při posuzování požární odolnosti konstrukcí, jakož i při posuzování požadavků na požární odolnost konstrukcí neuvedených v tabulce 12, se postupuje podle ČSN 73 0810 (zasklené konstrukce, zvýšené podlahy apod.).

Tabulka 12 – Požární odolnost stavebních konstrukcí a jejich druh

Položka	Stavební konstrukce	Stupeň požární bezpečnosti požárního úseku						
		I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.
		Požární odolnost stavební konstrukce a její druh (viz 7.2.4) ³⁾						
1	Požární stěny a požární stropy, viz 8.2 a 8.3, a) v podzemních podlažích b) v nadzemních podlažích c) v posledním nadzemním podlaží d) mezi objekty	30 DP1 15 ⁺ 15 ⁺ 30 DP1	45 DP1 30 ⁺ 15 ⁺ 45 DP1	60 DP1 45 ⁺ 30 ⁺ 60 DP1	90 DP1 60 ⁺ 30 ⁺ 90 DP1	120 DP1 90 ⁺ 45 ⁺ 120 DP1	180 DP1 120 DP1 60 DP1 180 DP1	180 DP1 180 DP1 90 DP1 180 DP1
2	Požární uzávěry otvorů v požárních stěnách a požárních stropích, viz 8.5.1 a) v podzemních podlažích a ve všech podlažích mezi objekty b) v nadzemních podlažích c) v posledním nadzemním podlaží	15 DP1 15 DP3 15 DP3	30 DP1 15 DP3 15 DP3	30 DP1 30 DP3 15 DP3	45 DP1 30 DP3 30 DP3	60 DP1 45 DP2 30 DP3	90 DP1 60 DP1 45 DP2	90 DP1 90 DP1 60 DP1
3	Obvodové stěny, viz 8.4.1 a 8.4.10, a) zajišťující stabilitu objektu nebo jeho části 1) v podzemních podlažích 2) v nadzemních podlažích 3) v posledním nadzemním podlaží b) nezajišťující stabilitu objektu nebo jeho části (bez ohledu na podlaží)	30 DP1 15 ⁺ 15 ⁺ ¹⁾ 15 ⁺ ²⁾	45 DP1 30 ⁺ 15 ⁺ 15 ⁺	60 DP1 45 ⁺ 30 ⁺ 30 ⁺	90 DP1 60 ⁺ 30 ⁺ 30 ⁺	120 DP1 90 ⁺ 45 ⁺ 45 ⁺	180 DP1 120 DP1 60 DP1 60 DP1	180 DP1 180 DP1 90 DP1 90 DP1
4	Nosné konstrukce střech, viz 8.7.2	15 ¹⁾	15	30	30	45	60 DP1	90 DP1
5	Nosné konstrukce uvnitř požárního úseku, které zajišťují stabilitu objektu, viz 8.7.1 a 8.7.2, a) v podzemních podlažích b) v nadzemních podlažích c) v posledním nadzemním podlaží	30 DP1 15 15 ¹⁾	45 DP1 30 15	60 DP1 45 30	90 DP1 60 30	120 DP1 90 45	180 DP1 120 DP1 60 DP1	180 DP1 180 DP1 90 DP1
6	Nosné konstrukce vně objektu, které zajišťují stabilitu objektu (bez ohledu na podlaží), viz 8.7.3	15 ¹⁾	15	15	30	30 DP1	45 DP1	60 DP1

(pokračování)

Tabulka 12 (dokončení)

Položka	Stavební konstrukce	Stupeň požární bezpečnosti požárního úseku						
		I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.
		Požární odolnost stavební konstrukce a její druh (viz 7.2.4) ³⁾						
7	Nosné konstrukce uvnitř požárního úseku, které nezajišťují stabilitu objektu, viz 8.7.5	15 ¹⁾	15	30	30	45	45 DP1	60 DP1
8	Nenosné konstrukce uvnitř požárního úseku, viz 8.8.1	–	–	–	DP3	DP3	DP2	DP1
9	Konstrukce schodišť uvnitř požárního úseku, které nejsou součástí chráněných únikových cest, viz 8.9	–	15 DP3	15 DP3	15 DP1	30 DP1	45 DP1	45 DP1
10	Výtahové a instalační šachty, viz 8.10 až 8.13							
	a) šachty evakuačních a požárních výtahů a šachty ostatní (např. instalační), jejichž výška přesahuje 45 m							
	1) požárně dělicí konstrukce	podle položky 1						
	2) požární uzávěry otvorů v požárně dělicích konstrukcích	podle položky 2						
	b) šachty ostatní (výtahové, instalační apod.), jejichž výška je 45 m a menší	30 DP2	30 DP2	30 DP1	30 DP1	45 DP1	60 DP1	90 DP1
	1) požárně dělicí konstrukce	15 DP2	15 DP2	15 DP1	15 DP1	30 DP1	30 DP1	45 DP1
	2) požární uzávěry otvorů v požárně dělicích konstrukcích							
11	Střešní pláště, viz 8.15	–	–	15	15	30	30 DP1	45 DP1
12	Jednopodlažní objekty, viz 8.1.1,	staticky nezávislé						
	a) požární stěny	30 DP1	45 DP1	60 DP1	90 DP1	–	–	–
	b) požární uzávěry otvorů v požárních stěnách	15 DP1	30 DP1	30 DP1	45 DP1	–	–	–
	c) svislé požární pásy v obvodových stěnách mezi objekty a obvodové stěny, pokud mají být bez požárně otevřených ploch	15 DP1	30 DP1	30 DP1	45 DP1	–	–	–
¹⁾ Musí být splněny v těch případech, kde se počítá se snižujícím součinitelem c_2 až c_4 ; v ostatních případech se jejich splnění pouze doporučuje podle 8.1.2. Pokud není dosaženo u položky 3a3) a položky 4 požární odolnost 15 minut, posuzují se tyto konstrukce jako zcela požárně otevřené plochy (požadavek se týká položky 4 jen v případě, že nosná konstrukce střechy je současně střešním pláštěm).								
²⁾ Pouze se doporučují; pokud není dosaženo u položky 3b) požární odolnosti 15 minut, posuzují se tyto konstrukce jako zcela požárně otevřené plochy.								
³⁾ Konstrukce označené křížkem (*) viz 8.1.3.								

8.1.3 Konstrukce, jejichž hodnoty jsou označeny v tabulce 12 křížkem (+), musí být provedeny z konstrukcí druhu DP1, pokud jde o:

- požárně dělicí konstrukce (viz 8.1.4) chráněných únikových cest včetně konstrukcí zajišťujících stabilitu těchto požárně dělicích konstrukcí nebo konstrukcí ohraničujících šachty požárních a evakuačních výtahů,
- požární pásy v obvodových stěnách kromě výjimek uvedených v 8.4.10,
- objekty, u kterých se podle příslušných požárních norem požadují tyto konstrukce druhu DP1.

Príloha č. 9 Posúdenie vybraného stĺpa

Posúdenie vybraného stĺpa: spriahnutý stĺp -1.PP (rúra vypnená betónom)

Materialové charakteristiky:

Betón C50/60

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 33.33 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{cm} := 37 \text{ GPa}$$

$$f_{cc} := 0.85 \cdot f_{cd} = 28.33 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} \equiv 0.85$$

Oceľ S355

$$f_{yk} := 355 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \cdot \text{MPa}$$

$$E_a := 210 \text{ GPa}$$

Betonárska výstuž B500B

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 435 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_c \equiv 1.5 \quad \gamma_{M0} \equiv 1.0 \quad \gamma_s \equiv 1.15$$

Návrh prierezu:

Posúdenie obojstrane klbového stĺpa prechádzajúdeho cez tri podlažia, dĺžky 13,6 metra, ktorý je zaťažný zvislou silou na excentricite.

Výška stĺpa:

$$L_s := 13.6 \text{ m}$$

Vzperná dĺžka:

$$L_{cr} := 5 \text{ m}$$

Maximálna návrhová osová sila:

$$N_{Ed,max} := 14469 \text{ kN}$$

Stále zaťaženie (vlastná hmotnosť):

$$N_{Ed,G} := 7500 \text{ kN}$$

Pomer stálej zložky zaťaženia k dlhodobej:

$$\eta := \frac{N_{Ed,G}}{N_{Ed,max}} = 0.52$$

Prislušná osová sila k max. momentu:

$$N_{Ed,m} := 8909 \text{ kN}$$

Navrhové momenty posobiace okolo osi "y":

$$M_{1y} := -61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2y} := 58.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Navrhové momenty posobiace okolo osi "z":

$$M_{1z} := 2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2z} := 2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Odhad vzperného súčiniteľa:

$$\chi_{odhad} := 0.8 \quad N_{pl,Rd,nut} := \frac{N_{Ed,max}}{\chi_{odhad}} = 18086.25 \cdot \text{kN}$$

$$N_{pl,Rd,nut} = 0.15 \cdot A_c \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \quad A_a = 0.15 A_c$$

$$A_{c,min} := \frac{N_{pl,Rd,nut}}{f_{cd} + 0.15 \cdot f_{yd}} = 208.89 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$r_{min} := \sqrt{\frac{4 \cdot A_{c,min}}{\pi}} = 516 \cdot \text{mm}$$

Oceľový prierez:

Volím kruhový prierez:

$\phi 508 \times 16 \text{ mm}$

$$d_a := 508 \text{ mm}$$

$$t_a := 18 \text{ mm}$$

$$A_{stlp} := \frac{\pi \cdot d_a^2}{4} = 203 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Prierezové charakteristiky ocelového prierezu:

$$A_{a_rura} := \frac{\pi \cdot [d_a^2 - (d_a - 2t_a)^2]}{4} = 28 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Pozn.: Pri zjednodušenom návrhu môžeme zanedbať vplyv lokálneho vydúvania stien rúry ak sú splnené podmienky:

Pre rúry kruhového profilu:

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_{yd}}} = 0.81 \quad \frac{d_a}{t_a} = 28.22$$

$$\text{podmienka} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \frac{d_a}{t_a} \leq 90 \cdot \varepsilon \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

► Betónárska výstuž - alternatíva

Ocelový prierez v rúre:

$$A_{a_in.min} := 0.15 \cdot A_{stlp} - A_{a_rura} = 2693.60 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_{a_in.min} := \sqrt{\frac{4A_{a_in.min}}{\pi}} = 58.56 \cdot \text{mm}$$

Navrhujem prierez:

$$d_{a_in} := 130 \text{ mm}$$

$$A_{a_in} := \frac{\pi \cdot d_{a_in}^2}{4} = 13273 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_a := A_{a_rura} + A_{a_in} = 40982 \cdot \text{mm}^2$$

Betón spriahnutého stípa:

$$A_c := A_{stlp} - A_a - A_s = 161.70 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_c := d_a - 2 \cdot (t_a + t_s) = 472.0 \cdot \text{mm}$$

Prierezové charakteristiky:

Ocelová rúra:

$$I_{y.a_rura} := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{[d_a^4 - (d_a - 2t_a)^4]}{16} = 833 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Ocelová rúra v priereze:

$$I_{y.a.in} := \frac{\pi \cdot d_{a.in}^4}{64} = 14.02 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.a} := I_{y.a_rura} + I_{y.a.in} = 846.75 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Betónárska výstuž:

$$I_{y.s} := \frac{\pi}{4} \cdot \left[\left(\frac{1}{2} \cdot t_s + r_s \right)^4 - \left(r_s - \frac{1}{2} \cdot t_s \right)^4 \right] = 0.0 \times 10^0 \cdot \text{mm}^4$$

Betón:

$$I_{y.c} := \frac{\pi}{64} \cdot (d_c^4 - d_{a.in}^4) = 2.422 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Excentricita

$$e := \frac{\max(|M_{1y}|, |M_{1z}|)}{N_{Ed.m}} = 6.85 \cdot \text{mm}$$

Zjednodušená metóda návrhu - rozsah platnosti - Centrický tlak

Podmienky:
$$\lambda_{pom} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rk}}{N_{cr}}} \leq 2.00$$

Plastická únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku sa vypočíta zo súčtu plastických únosností jeho prierezu:

$$N_{pl.Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0.85 A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

Pozn.: Prídavok betonárskej výstuže je zanedbaný, a pre prierezy vybetónované sa môže súčiniteľ 0.85 nahradiť hodnotou 1.0.

Plastická únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku (návhová hodnota):

$$N_{pl.Rd} := A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} = 19938.67 \cdot \text{kN}$$

Plastická únosnosť spriahnutého prierezu v tlaku (charakteristická hodnota):

$$N_{pl.Rk} := A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} = 22633.68 \cdot \text{kN}$$

$$\delta := \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl.Rd}} = 0.73$$

podmienka_spriahnutia :=
$$\begin{cases} \text{"Spriahnutý stĺp"} & \text{if } 0.2 \leq \delta \leq 0.9 \\ \text{"Železobetónový stĺp"} & \text{if } \delta < 0.2 \\ \text{"Oceľový stĺp"} & \text{if } \delta > 0.9 \text{ otherwise} \end{cases} = \text{"Spriahnutý stĺp"}$$

Účinná ohybová tuhosť:

$$EI_{eff} := E_a \cdot I_{y.a} + 0.6 \cdot E_{cm} \cdot I_{y.c} + I_{y.s} \cdot E_a = 232 \times 10^{12} \cdot \text{MPa} \cdot \text{mm}^4$$

Pružná kritická sila:

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{L_{cr}^2} = 91429.57 \cdot \text{kN}$$

Pomerná štíhlosť:

$$\lambda_{pom} := \sqrt{\frac{N_{pl.Rk}}{N_{cr}}} = 0.498$$

Podmienky_metódy :=	"vyhovuje" if $0.5 \leq \lambda_{pom} \leq 2.0$ = "nevyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

Vypočet bez vplyvu ovinutia betónu podľa zjednodušenej metódy ak podmienka vyhovuje.
Keď podmienka nevyhovuje, stĺp je posúdený s vplyvom ovinutia betónu.

☒ Zjednodušená metóda - vzperný súčiniteľ

Výpočet s ovinutím betónu podľa STN EN 1994 - 1 - 1

☒ Dotvarovanie betónu

Vplyv dotvarovania betónu

$$t_0 := 28 \text{ dní}$$

$$t := 36500 \text{ dní}$$

Relatívna vlhkosť prostredia v % (vo vnútri budovy): $RH := 95\%$

Moment zotrvačnosti bet. časti

$$I_{y.c} = 2.42 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Obvod prierezu vystavená okolitému prostrediu:

$$u := 0.1 \text{ mm}$$

Pozn.: Prierez nie je vystavený okolitému prostrediu!!! Zadaná fiktívna hodnota vystavenia.

Náhradná hrúbka prvku:

$$h_0 := \frac{2A_c}{u} = 3234.02 \text{ m}$$

$\alpha_{1/2/3}$ súčinitele na uváženie vplyvu pevnosti betónu:

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 58.00 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.70 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.90 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.78$$

Súčiniteľ, ktorý zohľadňuje vplyv relatívnej vlhkosti na základný súčiniteľ dotvarovania:

$$\phi_{RH} := \begin{cases} 1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} & \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{if } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.95$$

Súčiniteľ, ktorý zohľadňuje vplyv pevnosti betónu na základný súčiniteľ dotvarovania:

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.21$$

Súčiniteľ, ktorý zohľadňuje vplyv veku betónu pri zaťažení na základný súčiniteľ dotvarovania:

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.49$$

Základný súčiniteľ dotvarovania, ktorý sa dovoľuje odhadnúť zo vzťahu:

$$\phi_0 := \phi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t0} = 1.02$$

Súčiniteľ časového priebehu dotvarovania po vnesení zaťaženia:

$$\beta_H := \begin{cases} \min \left[\left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \right], 1500 \right] & \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \min \left[\left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \right], 1500 \cdot \alpha_3 \right] & \text{if } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} = 1165.229$$

Súčiniteľ, ktorý popisuje rozvoj dotvarovania v čase od zaťaženia prvku:

$$\beta_{c,t,t0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

Dotvarovanie betónu

Súčiniteľ dotvarovania:

$$\phi_{t,t0} := \phi_0 \cdot \beta_{c,t,t0} = 1.01 \quad \phi_t := \phi_{t,t0} = 1.01$$

Efektívny modul pružnosti:

$$E_{c,eff} := E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{N_{Ed,G}}{N_{Ed,max}} \cdot \phi_t} = 24.28 \cdot \text{GPa}$$

Pracovný súčiniteľ:

$$n := \frac{E_a}{E_{c,eff}} = 8.65$$

Charakteristická hodnota efektívne ohybovej tuhosti EI_{eff} prierezu stĺpa:

Opravný faktor:

$$K_e := 0.6$$

$$EI_{\text{eff.y}} := E_a \cdot I_{y.a} + E_a \cdot I_{y.s} + K_e \cdot E_{c.\text{eff}} \cdot I_{y.c} = 213.11 \times 10^{12} \cdot \text{MPa} \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_{\text{eff.z}} := EI_{\text{eff.y}}$$

1. Iterácia:

Ekvivalentný ocelový prierez:

$$I_{\text{eff.a}} := \frac{EI_{\text{eff.y}}}{E_a} = 1.015 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$A_{\text{eff.a}} := A_a + \frac{A_c}{n} + A_s = 59.68 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$i_{\text{eff.a}} := \sqrt{\frac{I_{\text{eff.a}}}{A_{\text{eff.a}}}} = 0.130 \cdot \text{m}$$

Štíhlosť:

$$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_{yk}}} = 76.41$$

Pomerná štíhlosť:

$$\lambda_{\text{pom.1}} := \frac{L_{\text{cr}}}{i_{\text{eff.a}}} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.502$$

$$i_a := \sqrt{\frac{I_{y.a}}{A_a}} = 143.74 \cdot \text{mm}$$

$$\lambda_p := \frac{1.3 \cdot L_{\text{cr}}}{\pi \cdot i_a} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_a}} = 0.592$$

Vplyv ovinutia betónového jadra ocelovým prierezom

Súčiniteľ vplyvu štíhlosti na zvýšenie návrhovej pevnosti betónového jadra:

$$\eta_{c0} := \max\left(4.9 - 18.5 \cdot \lambda_{\text{pom.1}} + 17 \cdot \lambda_{\text{pom.1}}^2, 0\right) = 0.00$$

$$\frac{e}{d_a} = 0.01$$

$$\eta_c := \begin{cases} \eta_{c0} & \text{if } e = 0 \\ \left[\eta_{c0} \cdot \left(1 - 10 \cdot \frac{e}{d_a}\right) \right] & \text{if } 0 < \frac{e}{d_a} \leq 0.1 \\ 0 & \text{if } \frac{e}{d_a} > 0.1 \end{cases} = 0.000$$

Súčiniteľ vplyvu štíhlosti na zníženie návrhovej pevnosti ocelového plášťa:

$$\eta_{a0} := \min\left[0.25 \cdot (3 + 2 \cdot \lambda_{\text{pom.1}}), 1.0\right] = 1.0000$$

$$\eta_a := \begin{cases} \eta_{a0} & \text{if } e = 0 \\ \left[\eta_{a0} + 10 \cdot \frac{e}{d_a} \cdot (1 - \eta_{a0}) \right] & \text{if } 0 < \frac{e}{d_a} \leq 0.1 \\ 1.0 & \text{if } \frac{e}{d_a} > 0.1 \end{cases} = 1.000$$

Návrhová plastická odolnosť prierezu v tlaku:

$$N_{pl.Rd.1} := \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t_a \cdot f_{yk}}{d_a \cdot f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd} = 19938.67 \cdot \text{kN}$$

Návrhová odolnosť prierezu v tlaku pre určenie kritickej sily:

$$N_{pl.Rk.1} := \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t_a \cdot f_{yk}}{d_a \cdot f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sk} = 22633.68 \cdot \text{kN}$$

Podiel príspevku ocele:

$$\delta_1 := \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl.Rd.1}} = 0.73$$

podmienka $\delta :=$ $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } 0.2 \leq \delta_1 \leq 0.9 \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

Pružná kritická sila:

$$N_{cr.eff} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff.y}}{L_{cr}^2} = 84133.46 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{cr} := \frac{N_{cr.eff}}{N_{Ed.max}} \quad \alpha_{cr} = 5.81$$

2. Iterácia:

Pomerná štíhlosť:

$$\lambda_{pom.2} := \sqrt{\frac{N_{pl.Rk.1}}{N_{cr.eff}}} = 0.519$$

$$\lambda_{pom.1} = 0.502$$

$$\lambda_{pom.2} = 0.519$$

Súčiniteľ vplyvu štíhlosti na zvýšenie návrhovej pevnosti betónového jadra:

$$\eta_{c.2} := 0$$

Súčiniteľ vplyvu štíhlosti na zníženie návrhovej pevnosti oceľového plášťa:

$$\eta_{a.2} := 1$$

Návrhová plastická odolnosť prierezu v tlaku:

$$N_{pl.Rd.2} := \eta_{a.2} \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{c.2} \cdot \frac{t_a \cdot f_{yk}}{d_a \cdot f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd} = 19938.67 \cdot \text{kN}$$

Návrhová odolnosť prierezu v tlaku pre určenie kritickej sily:

$$N_{pl.Rk.2} := \eta_{a.2} \cdot A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} \cdot \left(1 + \eta_{c.2} \cdot \frac{t_a \cdot f_{yk}}{d_a \cdot f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sk} = 22633.68 \cdot \text{kN}$$

Podiel príspevku ocele

$$\delta_2 := \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl.Rd.2}} = 0.73$$

podmienka $\delta_2 :=$ $\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } 0.2 \leq \delta_2 \leq 0.9 \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$

Sumár výsledkov po iterácii

$N_{pl.Rk.1} = 22633.68 \cdot \text{kN}$	$N_{pl.Rd.1} = 19938.67 \cdot \text{kN}$	$\lambda_{pom.1} = 0.50$	$\delta_1 = 0.73$
$N_{pl.Rk.2} = 22633.68 \cdot \text{kN}$	$N_{pl.Rd.2} = 19938.67 \cdot \text{kN}$	$\lambda_{pom.2} = 0.52$	$\delta_2 = 0.73$

Pozn.: So zarátaním vplyvu ovinutia betónu máme menšiu návrhovú únosnosť stípa, je to pravdepodobne ovplyvnené pomerom príspevku ocele k únosnosti stípa.

Posúdenie spriahnutého stípa

Odolnosť stípa v centrickom tlaku

Pomerná štíhlosť:

$$\lambda_{\text{pom}} := \sqrt{\frac{N_{\text{pl.Rk.2}}}{N_{\text{cr.eff}}}} = 0.52$$

$$\text{podmienka}_{\lambda_p} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \lambda_p < 2.0 \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

Kontrola maximálneho stupňa vystuženia

$$\rho_s := \frac{A_s}{A_c} = 0.00\%$$

$$\text{podmienka}_{\rho_s} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \rho_s \leq 6\% \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

Miera imperfekcie je závislá od miery vystuženia:

$$\alpha := 0.34$$

Súčinitele vzpernosti:

$$\phi := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\lambda_{\text{pom}} - 0.2) + \lambda_{\text{pom}}^2 \right] = 0.69$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{\text{pom}}^2}} = 0.88$$

$$N_{\text{b.pl.Rd}} := \chi \cdot N_{\text{pl.Rd.2}} = 17463.29 \cdot \text{kN}$$

Využitie na vzperný tlak:

$$\frac{N_{\text{Ed.max}}}{N_{\text{b.pl.Rd}}} = 82.85\%$$

Posúdenie vplyvu priečného šmyku:

$$\Delta M_{\text{Ed.y}} := |M_{1y}| + |M_{2y}| = 119.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M_{\text{Ed.z}} := |M_{1z}| + |M_{2z}| = 4.00 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

šmyková sila z:

$$V_{\text{z.Ed}} := \frac{\Delta M_{\text{Ed.y}}}{L_{\text{cr}}} = 23.97 \cdot \text{kN}$$

šmyková sila y:

$$V_{\text{y.Ed}} := \frac{\Delta M_{\text{Ed.z}}}{L_{\text{cr}}} = 0.80 \cdot \text{kN}$$

Návrhová šmyková odolnosť ocelevej časti:

$$V_{\text{pl.a.Rd}} := \frac{A_a \cdot f_{\text{yd}}}{\gamma_{\text{M0}} \sqrt{3}} = 8399.66 \cdot \text{kN}$$

Posúdenie šmyku:

$$\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } V_{\text{z.Ed}} \leq 0.5 V_{\text{pl.a.Rd}} \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

Pozn.: Pri posúdení prierezu na kombináciu tlaku a ohybu nie je potrebné uvažovať s vplyvom priečných síl.

Odolnosť stĺpa namáhaného ohybom a tlakom

Kalibračný faktor $K_0 := 0.9$

Opravný faktor $K_{e,II} := 0.5$

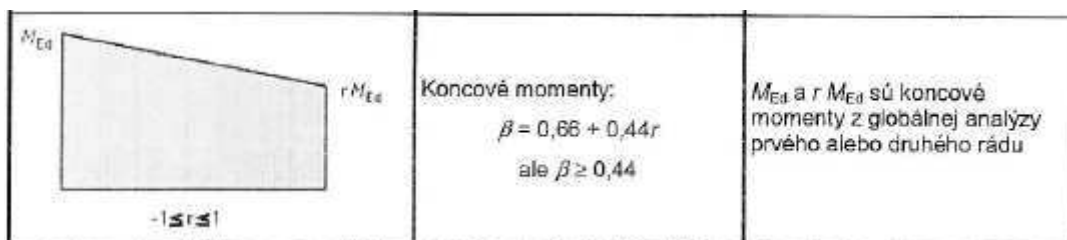
$$EI_{eff,II} := K_0 \cdot (E_a \cdot I_{y,a} + E_a \cdot I_{y,s} + K_{e,II} \cdot E_{c,eff} \cdot I_{y,c}) = 186.51 \times 10^{12} \cdot \text{MPa} \cdot \text{mm}^4$$

Efektívna kritická sila

$$N_{cr,eff,II} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff,II}}{L_{cr}^2} = 73.63 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{cr,eff,II} := \frac{N_{cr,eff,II}}{N_{Ed,max}} = 5.09$$

Globálna_analyza :=	"Teória I.rádu" if $\alpha_{cr,eff,II} \geq 10$ = "Teória II.rádu"
	"Teória II.rádu" if $\alpha_{cr,eff,II} < 10$



Zväčšenie momentov od účinkov teórie II. rádu

$$r_y := \text{if} \left(M_{1y} = 0, 0, \frac{M_{1y}}{M_{2y}} \right) = -1.04$$

$$r_z := \text{if} \left(M_{1z} = 0, 0, \frac{M_{1z}}{M_{2z}} \right) = 1.00$$

$$r := \max(r_y, r_z) = 1.00$$

Súčiniteľ ekvivalentného momentu:

$$\beta := \max(0.44, 0.66 + 0.44 \cdot r_y) = 0.44$$

Pre koncové momenty:

$$k_M := \max \left[1.0, \frac{\beta}{1 - \left(\frac{N_{Ed,m}}{N_{cr,eff,II}} \right)} \right] = 1.00$$

Pre imperfekcie:

$$k_{M,e} := \frac{1}{1 - \left(\frac{N_{Ed,m}}{N_{cr,eff}} \right)} = 1.12$$

Návrhová imperfekcia: $L := L_{cr} = 5.00 \text{ m}$

$$e_{0,z} := \begin{cases} \frac{L}{300} & \text{if } \alpha = 0.21 = 25 \cdot \text{mm} \\ \frac{L}{200} & \text{if } \alpha = 0.34 \end{cases}$$

$$M_{e,Ed} := N_{Ed,m} \cdot e_{0,z} = 222.72 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maximálny koncový moment:

$$M_{Ed,max,y1} := k_M \cdot |M_{1y}| + k_{M,e} \cdot M_{e,Ed} = 310.10 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Návrhový ohybový moment v strede výšky stĺpa:

$$M_{str,y} := \frac{|M_{1y}| + |M_{2y}|}{2} - |M_{2y}| = 1.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{str,Ed,y} := |M_{str,y}| + k_{M,e} \cdot M_{e,Ed} = 250.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pre posúdenie uvažujeme maximálny moment na stĺpe v smere y:

$$M_{Ed,max,y} := \max(M_{Ed,max,y1}, M_{str,Ed,y}) = 310.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

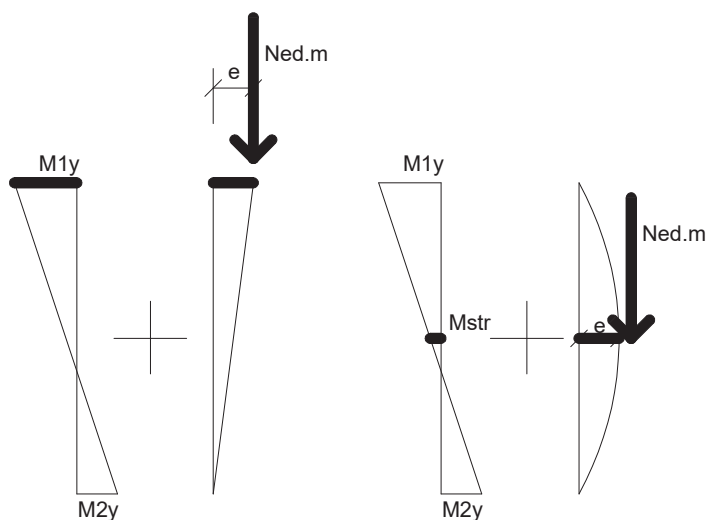
$$M_{Ed,max,z1} := k_M \cdot |M_{1z}| + k_{M,e} \cdot M_{e,Ed} = 251.10 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{str,z} := \frac{|M_{1z}| + |M_{2z}|}{2} - |M_{2y}| = -56.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{str,Ed,z} := |M_{str,z}| + k_{M,e} \cdot M_{e,Ed} = 306.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pre posúdenie uvažujeme maximálny moment na stĺpe v smere z:

$$M_{Ed,max,z} := \max(M_{Ed,max,z1}, M_{str,Ed,z}) = 306.0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



Výpočet maximálneho momentu pre vrchol a pre stred stĺpa s pridaním imperfekcie

Interakčná krivka pre kombináciu M a N v kruhových trubkách vyplnených betónom

Návrhová hodnota odolnosti betónu pri namáhaní tlakovou silou

$$N_{pm,Rd} := \frac{\pi}{4} \cdot d_c^2 \cdot f_{cd} = 5832.47 \cdot \text{kN}$$

$$n_D := \frac{\frac{1}{2} \cdot N_{pm,Rd}}{N_{pl,Rd,2}} = 0.15$$

$$n_{Ed} := \frac{N_{Ed,max}}{N_{pl,Rd,2}} = 0.73$$

Súčiniteľ μ_d odpovedajúci návrhovej osovej sile N_{Ed}

$$\mu_d := \sin \left[\frac{\pi}{2 \cdot (1 - n_D)} \cdot (1 + n_{Ed} - 2 \cdot n_D) \right] = 0.48$$

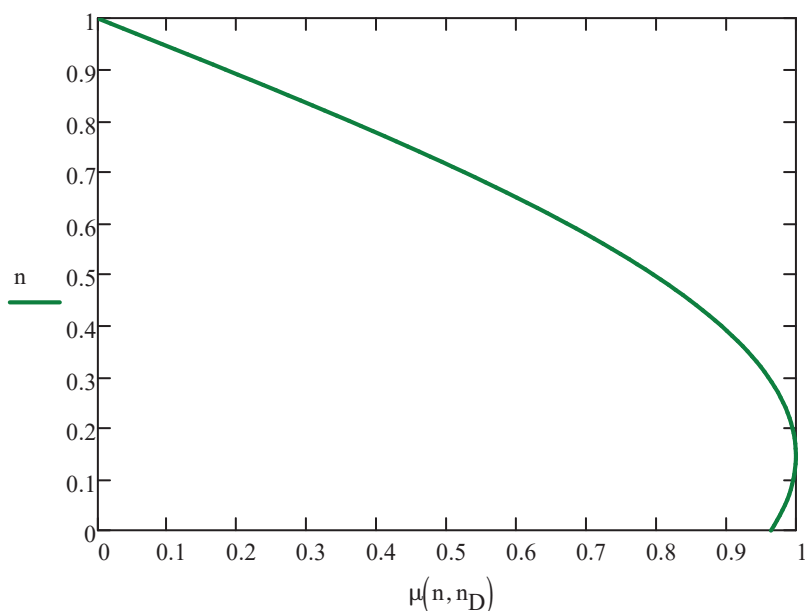
Súčiniteľ odpovedajúci osovej sile $N=0$, t.j.
plastická únosnosť rúry v ohybe odpovedajúca
bodu B je približne

$$\mu_B := \sin \left[\frac{\pi \cdot (1 - 2 \cdot n_D)}{2 \cdot (1 - n_D)} \right] = 0.96$$

Priebeh interakčnej krivky

$n := 0, 0.01 \dots 1$

$$\mu(n, n_D) := \sin \left[\frac{\pi}{2 \cdot (1 - n_D)} \cdot (1 + n - 2 \cdot n_D) \right]$$



Plastický prierezový modul ocelevej rúry:

$$W_{pl.y.a} := t_a^3 \cdot \left(\frac{d_a}{t_a} - 1 \right)^2 = 4.32 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

Plastický prierezový modul ocelevej výplne:

$$W_{pl.y.a.in} := \frac{d_{a.in}^3}{6} = 366.17 \times 10^3 \cdot \text{mm}^3$$

Prierezový modul betónu:

$$W_{pl.y.c} := \frac{d_c^3 - d_{a.in}^3}{6} = 17.16 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

BOD D - momentová odolnosť

$$M_{Rd.max} := (W_{pl.y.a} + W_{pl.y.a.in}) \cdot f_{yd} + \frac{W_{pl.y.c} \cdot f_{cd}}{2} = 1950 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} := \mu_B \cdot M_{Rd.max} = 1880.03 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.N.Rd} := \mu_d \cdot M_{Rd.max} = 943.07 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Posúdenie na kombináciu tlaku a ohybu

$$\alpha_M := \begin{cases} 0.9 & \text{if } f_{yd} \leq 355 \text{ MPa} \\ 0.8 & \text{if } f_{yd} > 420 \text{ MPa} \end{cases} = 0.90$$

$$\text{Prierez} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \frac{|M_{\text{Ed.max.y}}|}{M_{\text{pl.N.Rd}}} < \alpha_M \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

$$\text{Prierez} := \begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \frac{|M_{\text{Ed.max.z}}|}{M_{\text{pl.N.Rd}}} < \alpha_M \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

Využitie ohyb a tlak

$$\frac{|M_{\text{Ed.max.y}}|}{M_{\text{pl.N.Rd}}} = 32.88\% \quad \frac{|M_{\text{Ed.max.z}}|}{M_{\text{pl.N.Rd}}} = 32.44\%$$

Ten väčší s imperfekciou druhý bez

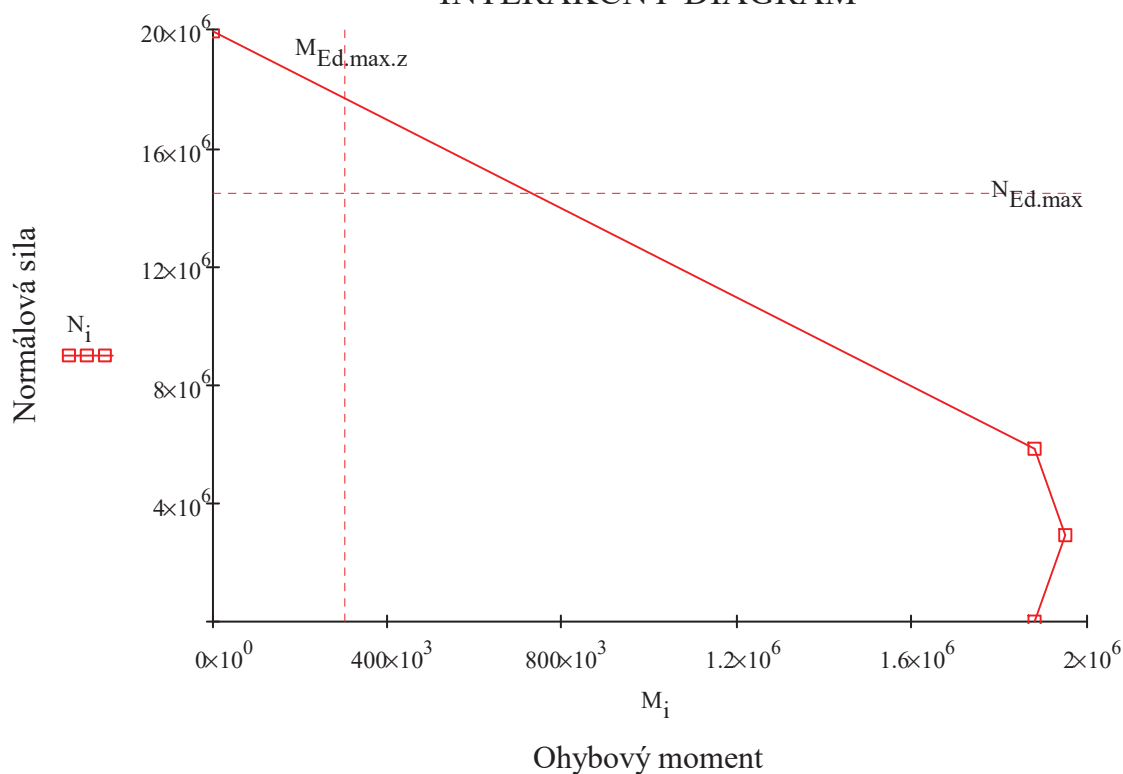
$$\text{dvojosový_ohyb_posúdenie} := \begin{cases} \left(\frac{M_{\text{Ed.max.y}}}{M_{\text{pl.N.Rd}}} + \frac{M_{\text{Iz}}}{M_{\text{pl.N.Rd}}} \right) & \text{if } M_{\text{Ed.max.y}} \geq M_{\text{Ed.max.z}} \\ \left(\frac{M_{\text{Iy}}}{M_{\text{pl.N.Rd}}} + \frac{M_{\text{Ed.max.z}}}{M_{\text{pl.N.Rd}}} \right) & \text{if } M_{\text{Ed.max.y}} < M_{\text{Ed.max.z}} \end{cases} = 0.33$$

$$\begin{cases} \text{"vyhovuje"} & \text{if } \text{dvojosový_ohyb_posúdenie} \leq 1 \\ \text{"nevyhovuje"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vyhovuje"}$$

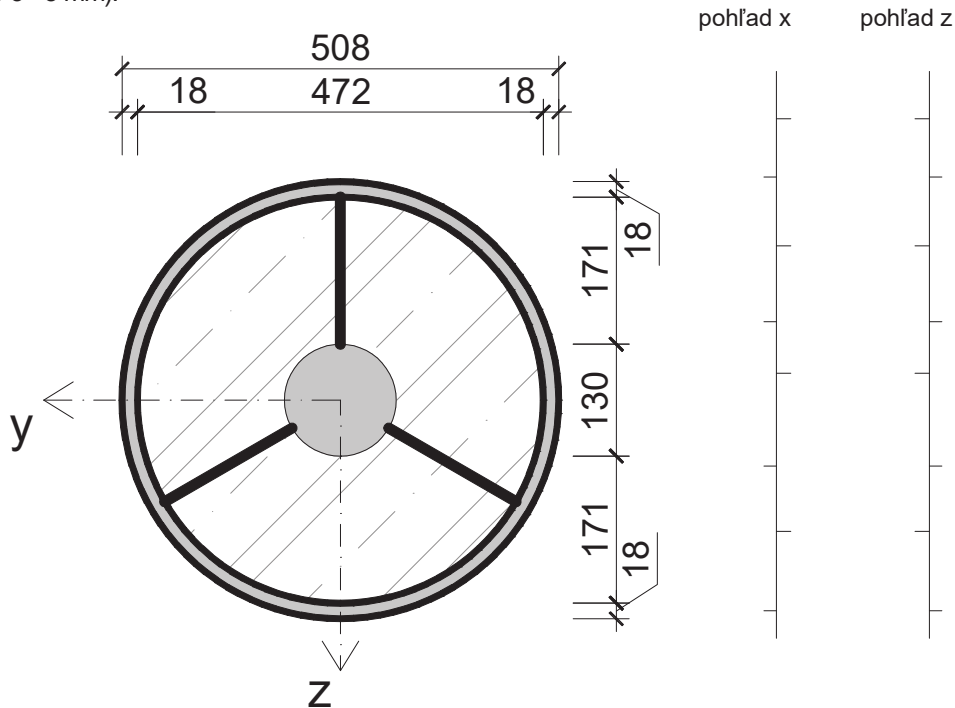
$$N_i := \begin{pmatrix} N_{\text{pl.Rd}} \\ N_{\text{pm.Rd}} \\ N_{\text{pm.Rd}} \cdot 0.5 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 19938.67 \\ 5832.47 \\ 2916.24 \\ 0.00 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_i := \begin{pmatrix} 0 \\ M_{\text{pl.Rd}} \\ M_{\text{Rd.max}} \\ M_{\text{pl.Rd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.00 \\ 1880.03 \\ 1950.22 \\ 1880.03 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

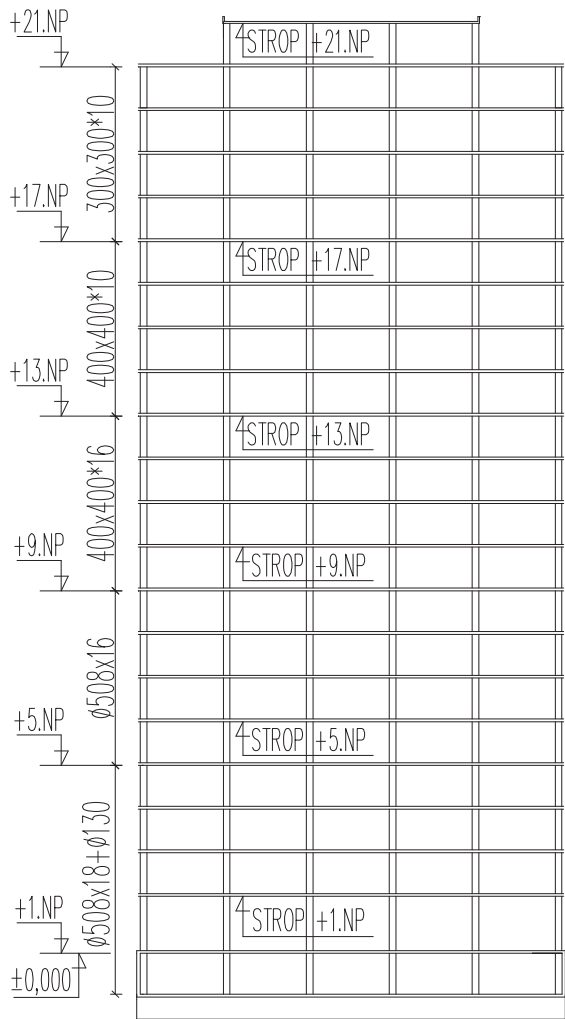
INTERAKČNÝ DIAGRAM



Pohľad na prierez posudzovaného stĺpa s dodatočným profilom a zabezpečenie jeho polohy po výške prierezu pomocou privarenej betonárskej výstuže dĺžky 170mm (po privarení sa dĺžka zmenší cca o 3 - 5 mm):



Ostatné prierezy po výške objektu:



Príloha č. 10 Posúdenie vybraného stĺpa; SCIA Engineer

Posudok MSÚ

Nelineárny výpočet, Extrém : Prierez

Výber : B101

Nelineárne kombinácie : NC_16_91

Poznámka: "Posudky vo fáze výstavby sú vykonané použitím vlastností spriahnutého nosníka"

Posudok MSÚ

prvok	Stav
B101	NC_16_91

Pozn. : Návrh spriahnutého stĺpa podľa článku 6.7 sa vzťahuje na betón pevnostnej triedy C20/25 až C50/60

Výsledky na pozícii-3800,001mm

Vnútorne sily (z výpočtu 2. rádom)

Popis	Hodnoty	Jednotky
Osová sila [NEd]	8904,34	kN
Normálový moment [My,Ed]	58,77	kNm
Priečny moment [Mz,Ed]	0,89	kNm
Normálový šmyk [Vz,Ed]	-21,86	kN
Priečny šmyk [Vy,Ed]	0,10	kN

Posudok 1: Čistý tlak (článok 6.7.3.5)

Popis	Štandard	Jednotky
Plastická tlaková odolnosť spriahnutého prierezu [NplRd]	19568,61	kN
Percento využitia [NEd/NplRd]	0,46	-

Pozn. : Zobrazený imperfekčný moment ukazuje maximálnu hodnotu zo všetkých rezov stĺpa.

Momenty od imperfekcie prvku

Popis	Štandard	Priečne	Jednotky
Moment od imperfekcie prvku [Mimp]	222,10	222,10	kNm
Násobiteľ pre moment od imperfekcie prvku [k2]	1,15	1,15	-
Upravený moment [MEd,mod]	316,30	255,96	kNm

Posudok 2: Kombinovaný tlak a jednoosý ohyb (článok 6.7.3.6)

Popis	Štandard	Priečne	Jednotky
Moment únosnosti [MplNRd]	1668,29	1668,29	kNm
Súčiniteľ [alfa_M]	0,9	0,9	-
Percento využitia [(MEd,mod / MplNRd) / alfa_M]	0,21	0,17	-

Posudok 3: Kombinovaný tlak a dvojosý ohyb (článok 6.7.3.7)

Popis	Hodnoty	Jednotky
Percento využitia [MEdy,mod / MplNRd,y + ME dz,mod / MplNRd,z]	0,34	-

Typické body na interakčnej krivke (obrázok 6.19)

Štandard:

Bod	Osová odolnosť [N v kN]	Moment únosnosti [M v kNm]
Bod A	19568,61	0,00
Bod C	5436,47	1904,94
Bod D	2718,24	1964,58
Bod B	0,00	1904,94

Typické body na interakčnej krivke (obrázok 6.19)

Priečne:

Bod	Osová odolnosť [N v kN]	Moment únosnosti [M v kNm]
Bod A	19568,61	0,00
Bod C	5436,47	1904,94
Bod D	2718,24	1964,58
Bod B	0,00	1904,94

Posudok 4: Pozdĺžny šmyk (článok 6.7.4.3)

Popis	Štandard	Priečne	Jednotky
Šmyková odolnosť [VelRd]	131,78	131,78	kN
Percento využitia [VEd / VelRd]	0,17	0,00	-

Posudok 5: Priečny šmyk (článok 6.7.3.2)

Popis	Štandard	Priečne	Jednotky
Šmyková sila prenášaná	1,26	0,01	kN



konštrukčným ocelovým prierezom - I prierez [Va,Ed]			
Návrhová šmyková odolnosť konštrukčného ocelového prierezu - I prierez [VplaRd]	2029,16	450,92	kN
Šmyková sila prenášaná konštrukčným ocelovým prierezom - kruhová trubka [Va,Ed]	20,61	0,10	kN
Návrhová šmyková odolnosť konštrukčného ocelového prierezu - kruhová trubka [VplaRd]	3615,59	3615,59	kN
Percento využitia [Va,Ed / VplaRd]	0,01	0,00	-

Popis	Štandard	Priečne	Jednotky
Redukčný súčiniteľ $[(1 - \rho)]$ - I prierez	1,00	1,00	-
Redukovaná návrhová pevnosť ocele $[(1 - \rho)f_{yd}]$ - I prierez	355,00	355,00	MPa
Redukčný súčiniteľ $[(1 - \rho)]$ - kruhová trubka	1,00	1,00	-
Redukovaná návrhová pevnosť ocele $[(1 - \rho)f_{yd}]$ - kruhová trubka	355,00	355,00	MPa

Pozn. : Je použitá minimálna hodnota $[(1 - \rho)f_{yd}]$ pre zníženie návrhovej pevnosti ocele.

Pozn. : Pre posúdenie všetkých pozícií na prvku je použitý prierez s maximálnou šmykovou redukciovou na prvku.

Pozn. : Predpokladá sa, že celkový šmyk [VEd] na priereze pôsobí iba na samotnom priereze z konštrukčnej ocele. [článok 6.7.3.2(4)]

Pozn. : Plocha predpokladanej pozdĺžnej výstuže je menšia než minimálna hodnota



Študentská verzia



Študentská verzia

Príloha č. 11 Posúdenie stuženia objektu

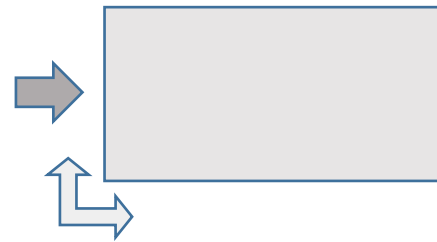
Zvislé stuženie budovy v smere X

Posúdenie prútu - ŤAH

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Prút	N _{Ed} [kN]	Profil			A [mm ²]	N _{t,Rd} [kN]	N _{Ed} /N _{t,Rd}
21	880	TR	244,5	16	11486	4078	0,216
17	145	TR	168,3	12,5	6118	2172	0,067
13	155	TR	219,1	11	7191	2553	0,061
9	280	TR	219,1	11	7191	2553	0,110
5	360	TR	219,1	16	10209	3624	0,099
2	425	TR	219,1	16	10209	3624	0,117
1	400	TR	244,5	16	11486	4078	0,098
-1	265	TR	219,1	16	10209	3624	0,073

Stuženie objektu pre účinky
vetra v smere šípk



$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Posúdenie prútu - TLAK

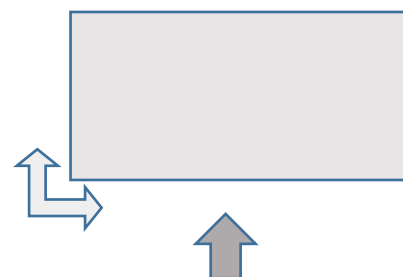
Prut	N _{Ed} [kN]	Profil		L [mm]	Lcr/L	Lcr [mm]	A [mm ²]	I [mm ⁴]	$\bar{\lambda}$	ϕ	Ncr [kN]	λ	χ	N _{b,Rd} [kN]	N _{Ed} /N _{t,Rd}
21	-915	244,5	16	8850	1	8850	11486	7,5E+07	1,430	1,65	1993	109,3	0,40	1645	0,56
17	-225	168,3	12,5	8850	1	8850	6118	1,9E+07	2,096	2,90	494	160,1	0,20	444	0,51
13	-390	219,1	11	8850	1	8850	7191	3,9E+07	1,572	1,88	1033	120,1	0,34	877	0,44
9	-415	219,1	11	8850	1	8850	7191	3,9E+07	1,572	1,88	1033	120,1	0,34	877	0,47
5	-565	219,1	16	8850	1	8850	10209	5,3E+07	1,608	1,94	1402	122,9	0,33	1197	0,47
2	-595	219,1	16	8850	1	8850	10209	5,3E+07	1,608	1,94	1402	122,9	0,33	1197	0,50
1	-785	244,5	16	9500	1	9500	11486	7,5E+07	1,535	1,82	1730	117,3	0,36	1460	0,54
-1	-590	219,1	16	8850	1	8850	10209	5,3E+07	1,608	1,94	1402	122,9	0,33	1197	0,49

Zvislé stuženie budovy v smere Y

Posúdenie prútu - ŤAH

Prút	N _{Ed} [kN]	Profil			A [mm ²]	N _{t,Rd} [kN]	N _{Ed} /N _{t,Rd}
21	370	TR	219,1	11	7191	2553	0,145
21	910	TR	219,1	11	7191	2553	0,356
17	105	TR	159,0	10	4681	1662	0,063
17	205	TR	159,0	10	4681	1662	0,123
13	220	TR	219,1	11	7191	2553	0,086
13	325	TR	159,0	10	4681	1662	0,196
9	310	TR	219,1	11	7191	2553	0,121
9	465	TR	168,3	12,5	6118	2172	0,214
5	490	TR	219,1	16	10209	3624	0,135
5	560	TR	168,3	12,5	6118	2172	0,258
2	650	TR	244,5	16	11486	4078	0,159
2	585	TR	168,3	12,5	6118	2172	0,269
1	650	TR	273,0	12,5	10230	3632	0,179
1	290	TR	168,3	12,5	6118	2172	0,134
-1	450	TR	219,1	16	10209	3624	0,124
-1	290	TR	159,0	10	4681	1662	0,175

Stuženie objektu pre účinky
vetra v smere šípk



Posúdenie prútu - TLAK

Prut	N _{Ed} [kN]	Profil		L [mm]	L _{cr} /L	L _{cr} [mm]	A [mm ²]	I [mm ⁴]	$\bar{\lambda}$	ϕ	N _{cr} [kN]	λ	χ	N _{b,Rd} [kN]	N _{Ed} /N _{t,Rd}
21	-430	219,1	11	8850	1	8850	7191	3,9E+07	1,572	1,88	1033	120	0,34	877	0,49
21	-915	219,1	11	5600	1	5600	7191	3,9E+07	0,995	1,08	2580	76	0,67	1709	0,54
17	-155	159,0	10	8850	1	8850	4681	1,3E+07	2,194	3,12	345	168	0,19	312	0,50
17	-210	159,0	10	5600	1	5600	4681	1,3E+07	1,388	1,59	862	106	0,42	704	0,30
13	-385	219,1	11	8850	1	8850	7191	3,9E+07	1,572	1,88	1033	120	0,34	877	0,44
13	-330	159,0	10	5600	1	5600	4681	1,3E+07	1,388	1,59	862	106	0,42	704	0,47
9	-420	219,1	11	8850	1	8850	7191	3,9E+07	1,572	1,88	1033	120	0,34	877	0,48
9	-485	168,3	12,5	5600	1	5600	6118	1,9E+07	1,326	1,50	1235	101	0,46	990	0,49
5	-670	219,1	16	8850	1	8850	10209	5,3E+07	1,608	1,94	1402	123	0,33	1197	0,56
5	-535	168,3	12,5	5600	1	5600	6118	1,9E+07	1,326	1,50	1235	101	0,46	990	0,54
2	-850	244,5	16	8850	1	8850	11486	7,5E+07	1,430	1,65	1993	109	0,40	1645	0,52
2	-590	168,3	12,5	5600	1	5600	6118	1,9E+07	1,326	1,50	1235	101	0,46	990	0,60
1	-1000	273,0	12,5	9500	1	9450	10230	8,7E+07	1,341	1,52	2019	102	0,45	1626	0,61
1	-300	168,3	12,5	6500	1	6500	6118	1,9E+07	1,539	1,83	917	118	0,36	774	0,39
-1	-700	219,1	16	8850	1	8850	10209	5,3E+07	1,608	1,94	1402	123	0,33	1197	0,58
-1	-260	159,0	10	5600	1	5600	4681	1,3E+07	1,388	1,59	862	106	0,42	704	0,37

Pozn.: Posudzujú sa prvky s najväčšou osovou silou pre konkrétny prierez v jednotlivých výškových úrovniach

Použité vzťahy:

Plocha prierezu

$$A = \pi \cdot (R^2 - r^2)$$

Moment zotrvačnosti

$$I = \frac{1}{4} \pi \cdot (R^4 - r^4)$$

Súčiniteľ vzpernosti

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad \chi = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \quad \chi \leq 1,0$$

Pomerná štíhlosť

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda_{y,z}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Štíhlosť

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{\sqrt{I_{y,z}/A}}$$

Pozn.: Štíhlosť prútov spĺňa podmienku $\lambda < 200$

Príloha č. 12 Návrh a posúdenie vybraných spojov konštrukcie

Projekt:	Diplomová práca - Prílohy
Číslo projektu:	Návrh výškovej budovy symetrického pôdorysu
Autor:	Bc. Martin Laštík



Data projektu

Meno projektu	Diplomová práca - Prílohy
Číslo projektu	Návrh výškovej budovy symetrického pôdorysu
Autor	Bc. Martin Laštík
Popis	Návrh a posúdenie vybraných spojov v konštrukcii
Dátum	17.10.2017
Národná norma	EN

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
 Číslo projektu: Návrh výškovej budovy symetrického pôdorysu
 Autor: Bc. Martin Lašík



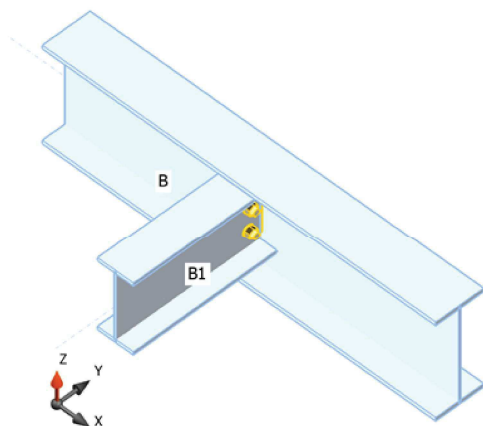
Prievlak 1

Prievlak - Stropnica

Výpočet: Napätia, pretvorenie/ zjednodušené zaťaženie

Nosníky a stĺpy

Meno	Prierez	β - Smer [°]	γ - Sklon [°]	α - Pootočenie [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
B	1 - Prievlak(IPE330)	0,0	0,0	0,0	0	0	0
B1	2 - Stropnica(IPE240)	-90,0	0,0	0,0	0	0	45



Materiál

Oceľ
 Skrutky

S 355 (EN)
 M20 8.8

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Ručný výpočet	B1	Koniec	0	0,0	0,0	-100,0	0,0	0,0	0,0
SCIA Engineer	B1	Koniec	0	1,3	0,0	-67,0	0,0	0,0	0,0

Súhrn

Meno	Hodnota	Status posudku
Výpočet	100,0%	OK
Plechy	1,7 < 5%	OK
Skrutky	97,8 < 100%	OK
Zvary	67,7 < 100%	OK
Vzper	Nespočítané	

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
Autor: Bc. Martin Laštík



Položka projektu Stĺp V stuženie

Prípoj

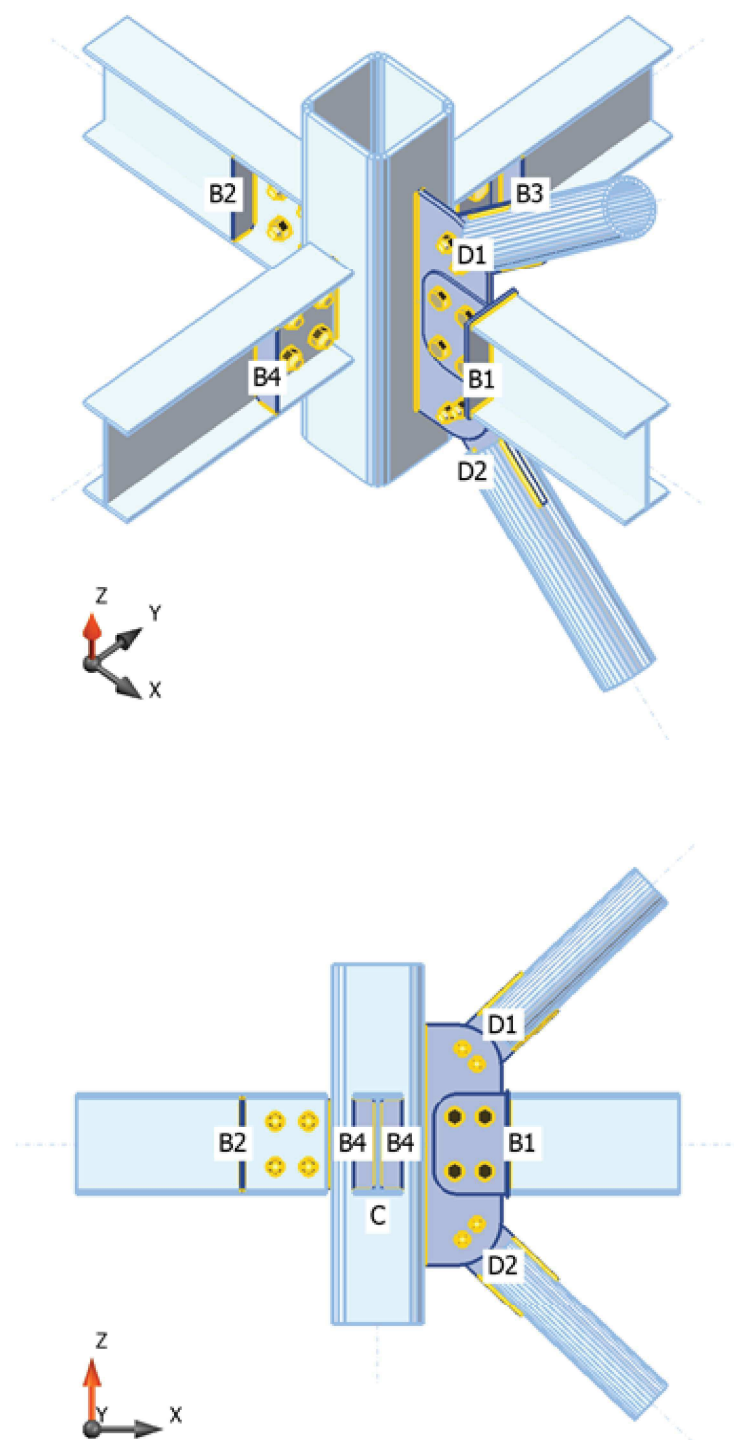
Meno Stĺp V stuženie
 Popis Stĺp - prievlak -Stuženie
 Výpočet Napätia, pretvorenie/ zjednodušené zaťaženie

Nosníky a stĺpy

Meno	Prierez	β – Smer [°]	γ - Sklon [°]	α - Pootočenie [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
C	14 - Stĺp (SHSCF300/300/16.0)	0,0	-90,0	0,0	0	0	0
B1	1 - Prievlak(IPE330)	0,0	0,0	0,0	0	0	0
D1	13 - Stuženie(RO159X11)	0,0	-43,5	0,0	0	0	0
D2	13 - Stuženie(RO159X11)	0,0	43,5	0,0	0	0	0
B2	1 - Prievlak(IPE330)	180,0	0,0	0,0	0	0	0
B3	1 - Prievlak(IPE330)	90,0	0,0	0,0	0	0	0
B4	1 - Prievlak(IPE330)	-90,0	0,0	0,0	0	0	0

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
Autor: Bc. Martin Laštík

IDEA StatiCa®
 Calculate yesterday's estimates



Prierezy

Meno	Materiál
14 - Stĺp (SHSCF300/300/16.0)	S 355
1 - Prievlak(IPE330)	S 355

Projekt:	Diplomová práca - Prílohy	 <small>Calculate yesterday's estimates</small>
Číslo projektu:	Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu	
Autor:	Bc. Martin Laštík	

Meno	Materiál
13 - Stúženie(RO159X11)	S 355
13 - Stúženie(RO159X11)	S 355
1 - Prievlak(IPE330)	S 355
1 - Prievlak(IPE330)	S 355
1 - Prievlak(IPE330)	S 355

Skrutky

Meno	Zostava skrutky	Priemer [mm]	fu [MPa]	Čistá plochá [mm ²]
M30 8.8	M30 8.8	30	800,0	707
M27 8.8	M27 8.8	27	800,0	573

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	Koniec	0	0,0	0,0	-200,0	0,0	10,0	0,0
	D1	Koniec	0	-330,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	-330,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	Koniec	0	3,6	0,0	-163,0	3,4	0,0	0,0
	B3	Koniec	0	0,0	0,0	-50,0	2,8	0,0	0,0
	B4	Koniec	0	0,0	0,0	-200,0	0,0	0,0	0,0

Posudek

Súhrn

Meno	Hodnota	Status posudku
Výpočet	100,0%	OK
Plechý	3,0 < 5%	OK
Skrutky	94,3 < 100%	OK
Zvary	98,6 < 100%	OK
Vzper	Nespočítané	

Plechý

Meno	Hrúbka [mm]	Zaťaženie	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Status posudku
C	16,0	LE1	355,3	0,1	OK
B1-bfl 1	11,5	LE1	290,7	0,0	OK
B1-tfl 1	11,5	LE1	290,7	0,0	OK
B1-w 1	7,5	LE1	343,8	0,0	OK
D1	11,0	LE1	160,4	0,0	OK
D2	11,0	LE1	160,5	0,0	OK
B2-bfl 1	11,5	LE1	334,8	0,0	OK
B2-tfl 1	11,5	LE1	334,5	0,0	OK
B2-w 1	7,5	LE1	358,0	1,4	OK

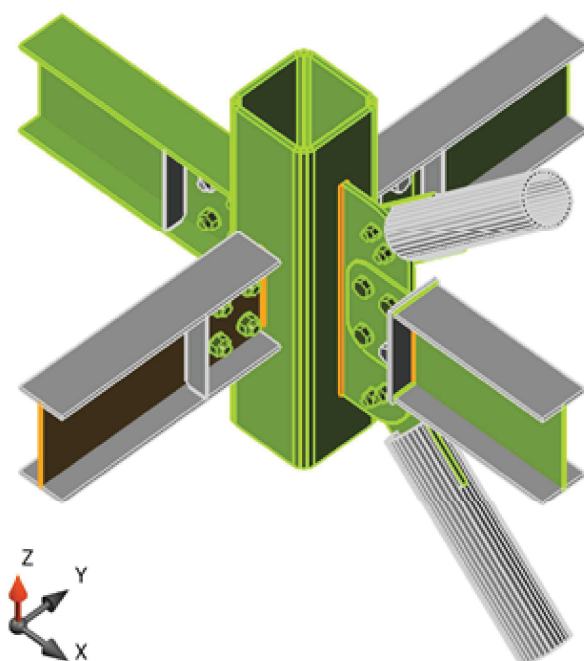
Projekt: Diplomová práca - Prílohy
Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
Autor: Bc. Martin Laštík



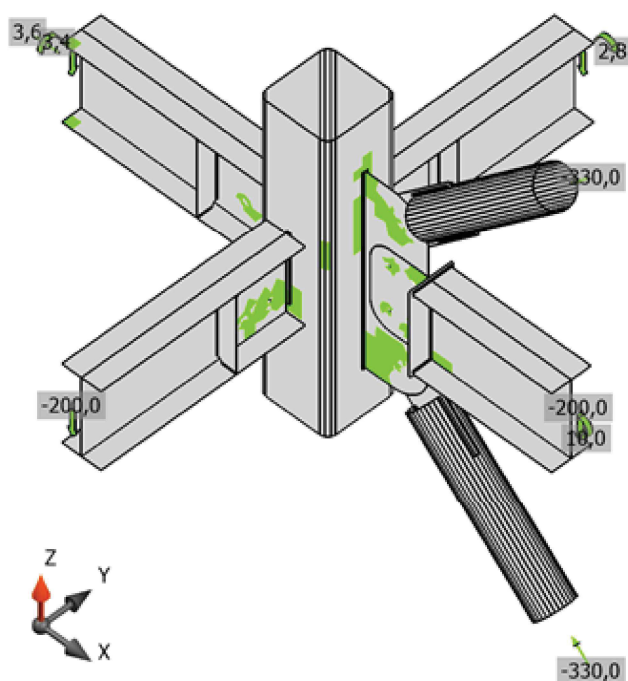
Meno	Hrúbka [mm]	Zaťaženie	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	Status posudku
B3-bfl 1	11,5	LE1	156,9	0,0	OK
B3-tfl 1	11,5	LE1	157,1	0,0	OK
B3-w 1	7,5	LE1	309,2	0,0	OK
B4-bfl 1	11,5	LE1	314,5	0,0	OK
B4-tfl 1	11,5	LE1	313,9	0,0	OK
B4-w 1	7,5	LE1	361,3	3,0	OK
CPL1a	15,0	LE1	355,2	0,1	OK
CPL1b	9,0	LE1	95,2	0,0	OK
CPL1c	9,0	LE1	358,2	1,5	OK
CPL2	15,0	LE1	337,2	0,0	OK
CPL3	15,0	LE1	344,8	0,0	OK
PP 1	10,0	LE1	355,6	0,3	OK
VYST1a	6,0	LE1	46,2	0,0	OK
VYST1b	6,0	LE1	43,7	0,0	OK
PP 2	10,0	LE1	355,0	0,0	OK
PP 3	10,0	LE1	357,4	1,1	OK
VYST2a	6,0	LE1	27,7	0,0	OK
VYST2b	6,0	LE1	29,1	0,0	OK
VYST3a	6,0	LE1	54,4	0,0	OK
VYST3b	6,0	LE1	38,5	0,0	OK

Návrhové údaje

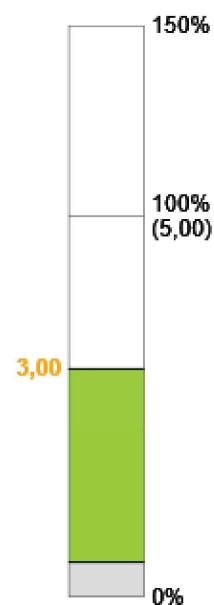
Materiál	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [1e-4]
S 355	355,0	500,0



Súhrnný posudok, LE1



Posudok pretvorenia [%]



Posudok pretvorenia, LE1

Skrutky

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
Autor: Bc. Martin Lašík



	Meno	Trieda	Zaťaženie	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_t [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Status
	B1	M30 8.8 - 1	LE1	37,7	155,7	11,7	264,6	72,3	80,6	OK
	B2	M30 8.8 - 1	LE1	17,3	108,5	5,4	246,8	50,4	54,2	OK
	B3	M30 8.8 - 1	LE1	22,2	149,5	6,9	264,6	69,4	74,3	OK
	B4	M30 8.8 - 1	LE1	44,0	114,2	13,6	187,6	60,9	62,7	OK
	B5	M27 8.8 - 2	LE1	24,8	165,0	9,4	396,9	93,6	0,0	OK
	B6	M27 8.8 - 2	LE1	32,1	165,0	12,1	396,9	93,6	0,0	OK
	B7	M27 8.8 - 2	LE1	35,2	165,0	13,3	396,9	93,6	0,0	OK
	B8	M27 8.8 - 2	LE1	19,5	165,0	7,4	396,9	93,6	0,0	OK
	B9	M30 8.8 - 3	LE1	11,5	111,3	3,9	220,5	51,7	54,2	OK
	B10	M30 8.8 - 3	LE1	19,0	148,2	6,5	220,5	68,8	73,0	OK
	B11	M30 8.8 - 3	LE1	24,8	113,5	8,5	183,8	61,7	58,2	OK
	B12	M30 8.8 - 3	LE1	40,9	148,4	14,0	196,2	75,7	78,0	OK
	B13	M30 8.8 - 3	LE1	4,1	33,4	1,4	220,5	15,5	16,4	OK
	B14	M30 8.8 - 3	LE1	7,6	46,0	2,6	220,5	21,3	23,0	OK
	B15	M30 8.8 - 3	LE1	11,6	32,5	4,0	183,6	17,7	17,7	OK
	B16	M30 8.8 - 3	LE1	48,2	47,4	16,5	187,1	25,3	32,7	OK
	B17	M30 8.8 - 3	LE1	20,2	144,1	6,9	220,5	66,9	71,4	OK
	B18	M30 8.8 - 3	LE1	49,6	179,6	17,0	220,5	83,4	94,3	OK
	B19	M30 8.8 - 3	LE1	19,1	143,6	6,6	183,3	78,3	70,9	OK
	B20	M30 8.8 - 3	LE1	32,6	176,2	11,2	203,9	86,4	89,0	OK

Návrhové údaje

Meno	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M30 8.8 - 1	323,1	350,4	215,4
M27 8.8 - 2	264,4	476,6	176,3
M30 8.8 - 3	323,1	292,0	215,4

Zvazy (Použitá minimálná hodnota, doporučena je plastická redistribúcia)

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
Autor: Bc. Martin Laštík



Položka	Hrana	Účinná hr. [mm]	Dĺžka [mm]	Zat'azenie	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Status
CPL1b	CPL1c	9,0	330	LE1	0,0					OK
C-w 1	CPL1a	▲6,0▲	800	LE1	429,3	-200,5	-88,7	-200,4	98,6	OK
		▲6,0▲	800	LE1	427,1	-40,3	-239,5	53,8	98,1	OK
CPL1b	CPL1c	9,0	330	LE1						OK
CPL1b	B1-bfl 1	▲4,5▲	160	LE1	398,8	195,4	103,6	171,9	91,6	OK
		▲4,5▲	160	LE1	204,2	30,7	102,0	-56,4	46,9	OK
CPL1b	B1-tfl 1	▲4,5▲	160	LE1	204,1	-27,5	102,1	-56,6	46,9	OK
		▲4,5▲	160	LE1	403,9	-203,6	-100,6	174,5	92,7	OK
CPL1b	B1-w 1	▲3,8▲	319	LE1	428,1	-183,4	-126,3	-184,2	98,3	OK
		▲3,8▲	319	LE1	428,1	-184,0	127,7	183,0	98,3	OK
CPL2	D1-arc 8	▲6,0▲	200	LE1	168,6	1,0	-93,2	-28,0	38,7	OK
		▲6,0▲	200	LE1	153,8	-51,1	75,2	-36,9	35,3	OK
CPL2	D1-arc 9	▲6,0▲	200	LE1	168,4	1,0	93,1	-28,1	38,7	OK
		▲6,0▲	200	LE1	165,5	-59,7	-80,8	-37,7	38,0	OK
CPL2	D1-arc 24	▲6,0▲	200	LE1	168,3	1,0	-93,0	-28,1	38,7	OK
		▲6,0▲	200	LE1	165,9	-59,9	80,8	-38,0	38,1	OK
CPL2	D1-arc 25	▲6,0▲	200	LE1	168,6	1,0	93,2	-28,0	38,7	OK
		▲6,0▲	200	LE1	152,2	-50,5	-74,4	-36,6	34,9	OK
CPL3	D2-arc 8	▲6,0▲	200	LE1	168,5	0,9	-93,2	-28,0	38,7	OK
		▲6,0▲	200	LE1	152,8	-50,8	74,8	-36,4	35,1	OK
CPL3	D2-arc 9	▲6,0▲	200	LE1	168,5	1,0	93,1	-28,1	38,7	OK
		▲6,0▲	200	LE1	166,6	-60,0	-81,3	-38,0	38,2	OK
CPL3	D2-arc 24	▲6,0▲	200	LE1	168,4	1,0	-93,1	-28,1	38,7	OK
		▲6,0▲	200	LE1	163,4	-58,6	79,7	-37,5	37,5	OK
CPL3	D2-arc 25	▲6,0▲	200	LE1	168,6	1,0	93,2	-28,1	38,7	OK
		▲6,0▲	200	LE1	154,7	-51,9	-75,5	-37,1	35,5	OK
C-w 3	PP 1	▲6,0▲	290	LE1	427,4	-228,8	-4,4	-208,4	98,1	OK
		▲6,0▲	290	LE1	427,1	206,0	1,0	-216,0	98,1	OK
B2-bfl 1	VYST1a	▲3,0▲	58	LE1	43,7	-3,9	-23,6	-8,6	10,0	OK
		▲3,0▲	58	LE1	63,3	-29,5	20,7	24,9	14,5	OK
B2-w 1	VYST1a	▲3,0▲	271	LE1	38,6	-8,8	17,3	13,1	8,9	OK
		▲3,0▲	271	LE1	96,7	2,2	55,8	0,7	22,2	OK
B2-tfl 1	VYST1a	▲3,0▲	58	LE1	46,9	3,1	26,3	-6,4	10,8	OK
		▲3,0▲	58	LE1	59,6	27,9	25,7	-16,1	13,7	OK
B2-bfl 1	VYST1b	▲3,0▲	58	LE1	28,8	-16,8	-6,9	-11,6	6,6	OK
		▲3,0▲	58	LE1	40,2	13,3	-14,2	-16,7	9,2	OK
B2-w 1	VYST1b	▲3,0▲	271	LE1	38,4	0,0	22,0	-2,4	8,8	OK
		▲3,0▲	271	LE1	58,0	2,0	33,4	-1,5	13,3	OK
B2-tfl 1	VYST1b	▲3,0▲	58	LE1	51,5	24,5	-5,9	25,5	11,8	OK
		▲3,0▲	58	LE1	36,2	-19,3	-11,8	13,1	8,3	OK
C-w 2	PP 2	▲6,0▲	290	LE1	234,7	-151,6	-8,0	-103,1	53,9	OK
		▲6,0▲	290	LE1	80,3	24,6	39,4	-19,9	18,4	OK

Projekt: Diplomová práce - Přílohy
Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického půdorysu
Autor: Bc. Martin Laštík



Položka	Hrana	Účinná hr. [mm]	Délka [mm]	Zatížení	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Status
C-w 4	PP 3	▲6,0▲	290	LE1	427,6	-189,1	-16,8	-220,8	98,2	OK
		▲6,0▲	290	LE1	428,4	234,9	23,7	-205,4	98,4	OK
B3-bfl 1	VYST2a	▲3,0▲	58	LE1	24,4	-6,0	-12,6	-5,2	5,6	OK
		▲3,0▲	58	LE1	28,1	-10,9	9,3	11,7	6,4	OK
B3-w 1	VYST2a	▲3,0▲	271	LE1	26,6	-0,2	8,4	-12,8	6,1	OK
		▲3,0▲	271	LE1	46,7	1,1	27,0	0,4	10,7	OK
B3-tfl 1	VYST2a	▲3,0▲	58	LE1	25,3	8,6	13,7	-0,5	5,8	OK
		▲3,0▲	58	LE1	23,3	7,0	12,8	0,4	5,3	OK
B3-bfl 1	VYST2b	▲3,0▲	58	LE1	8,8	5,7	-2,8	2,7	2,0	OK
		▲3,0▲	58	LE1	20,5	7,9	-0,5	-10,9	4,7	OK
B3-w 1	VYST2b	▲3,0▲	271	LE1	30,9	-0,8	17,8	-1,9	7,1	OK
		▲3,0▲	271	LE1	32,3	1,5	18,6	-1,0	7,4	OK
B3-tfl 1	VYST2b	▲3,0▲	58	LE1	24,6	8,8	3,3	12,9	5,7	OK
		▲3,0▲	58	LE1	16,7	-13,5	1,9	5,4	3,8	OK
B4-bfl 1	VYST3a	▲3,0▲	58	LE1	40,3	15,4	18,6	10,8	9,3	OK
		▲3,0▲	58	LE1	64,8	-32,6	15,1	28,6	14,9	OK
B4-w 1	VYST3a	▲3,0▲	271	LE1	48,8	14,1	20,4	17,7	11,2	OK
		▲3,0▲	271	LE1	81,6	2,8	47,1	0,8	18,7	OK
B4-tfl 1	VYST3a	▲3,0▲	58	LE1	47,8	-11,3	20,6	-17,2	11,0	OK
		▲3,0▲	58	LE1	69,6	36,6	24,2	-24,1	16,0	OK
B4-bfl 1	VYST3b	▲3,0▲	58	LE1	45,5	17,2	22,4	9,5	10,5	OK
		▲3,0▲	58	LE1	52,8	3,7	-28,1	-11,4	12,1	OK
B4-w 1	VYST3b	▲3,0▲	271	LE1	30,0	-6,8	-2,7	-16,6	6,9	OK
		▲3,0▲	271	LE1	37,4	1,2	21,6	-0,6	8,6	OK
B4-tfl 1	VYST3b	▲3,0▲	58	LE1	67,1	30,3	-17,3	29,9	15,4	OK
		▲3,0▲	58	LE1	48,2	-9,6	-26,2	7,4	11,1	OK

Návrhové údaje

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	0,90	435,6	352,8

Vzper

Analýza boulení nebyla provedena.

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
 Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
 Autor: Bc. Martin Laštík



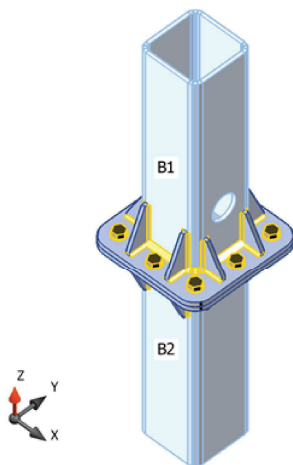
Stĺp montážny spoj

Stĺp - Stĺp

Výpočet: Napätia, pretvorenie/ zjednodušené zaťaženie

Nosníky a stĺpy

Meno	Prierez	β - Smer [°]	γ - Sklon [°]	α - Pootočenie [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
B1	14 - Stĺp (SHSCF300/300/16.0)	0,0	-90,0	0,0	0	0	0
B2	14 - Stĺp (SHSCF300/300/16.0)	0,0	90,0	0,0	0	0	0



Materiál

Oceľ
 Skrutky

S 355 (EN)
 M36 8.8

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	Koniec	0	-1000,0	13,4	13,0	0,0	1,0	1,0

Súhrn

Meno	Hodnota	Status posudku
Výpočet	100,0%	OK
Plech	0,0 < 5%	OK
Skrutky	0,8 < 100%	OK
Zvary	30,0 < 100%	OK
Vzper	Nespočítané	

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
 Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
 Autor: Bc. Martin Laštík



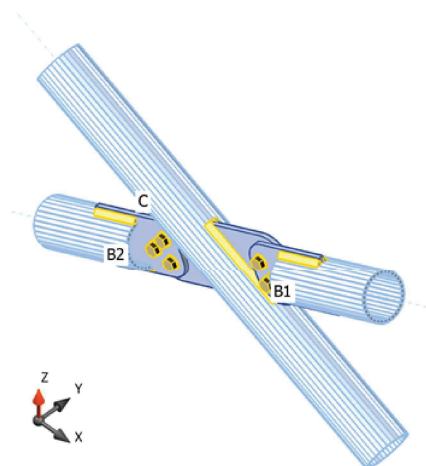
Kríženie stuženia

Stuženie

Výpočet: Napätia, pretvorenie/ zjednodušené zaťaženie

Nosníky a stĺpy

Meno	Prierez	β - Smer [°]	γ - Sklon [°]	α - Pootočenie [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
C	13 - Stuženie(RO159X11)	0,0	25,4	0,0	0	0	0
B1	13 - Stuženie(RO159X11)	0,0	-25,4	0,0	0	0	0
B2	13 - Stuženie(RO159X11)	180,0	25,4	0,0	0	0	0



Materiál

Oceľ
 Skrutky

S 355 (EN)
 M27 8.8

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	Koniec	0	-385,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	Koniec	0	-385,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	B1	Koniec	0	385,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	Koniec	0	385,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Súhrn

Meno	Hodnota	Status posudku
Výpočet	100,0%	OK
Plechý	3,0 < 5%	OK
Skrutky	94,4 < 100%	OK
Zvary	98,7 < 100%	OK
Vzper	Nespočítané	

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
 Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
 Autor: Bc. Martin Laštík



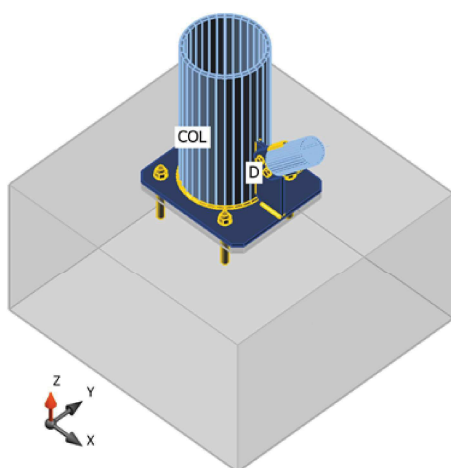
Stĺp - V

Stĺp - základ

Výpočet: Napätia, pretvorenie/ zjednodušené zaťaženie

Nosníky a stĺpy

Meno	Prierez	β - Smer [°]	γ - Sklon [°]	α - Pootočenie [°]	Ofset ex [mm]	Ofset ey [mm]	Ofset ez [mm]
COL	19 - RO508X22.2	0,0	-90,0	0,0	0	0	0
D	13 - Stúženie(RO159X11)	0,0	-45,0	0,0	0	0	0



Materiál

Oceľ S 355 (EN)
 Betón C25/30 (EN)
 Skrutky M39 8.8, M27 8.8

Betónová päťka

CB 1

Rozmery 1708 x 1808 mm
 Výška 1000 mm
 Kotva M39 8.8
 Kotevná dĺžka 250 mm
 Prenos šmykovej sily Trenie

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE3	COL	Koniec	0	-3000,0	0,0	188,9	0,0	0,0	0,0
	D	Koniec	0	256,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	COL	Koniec	0	-3000,0	0,0	188,9	0,0	0,0	0,0
	D	Koniec	0	-256,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Súhrn

Meno	Hodnota	Status posudku
Výpočet	100,0%	OK
Plechý	0,1 < 5%	OK
Skrutky	63,3 < 100%	OK
Kotvy	26,4 < 100%	OK
Zvary	98,1 < 100%	OK
Betónový blok	60,5 < 100%	OK
Šmyk	44,2 < 100%	OK
Vzper	Nespočítané	

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
 Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
 Autor: Bc. Martin Laštík



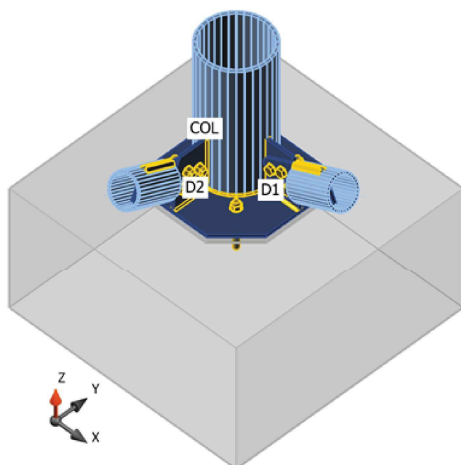
Stĺp - X

Stĺp - základ

Výpočet: Napätia, pretvorenie/ zjednodušené zaťaženie

Nosníky a stĺpy

Meno	Prierez	β - Smer [°]	γ - Sklon [°]	α - Pootočenie [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
COL	19 - RO508X22.2	0,0	-90,0	0,0	0	0	0
D1	20 - RO244.5X16	0,0	-25,4	0,0	0	0	0
D2	20 - RO244.5X16	-90,0	-24,5	0,0	0	0	0



Materiál

Oceľ	S 355 (EN)
Betón	C25/30 (EN)
Skrutky	M39 8.8

Betónová päťka

CB 1

Rozmery	1885 x 1885	mm
Výška	1000	mm
Kotva	M39 8.8	
Kotevná dĺžka	250	mm
Prenos šmykovej sily	Trenie	

Účinky zaťaženia (rovnováha není požadována)

Meno	Prvok	Poz.	X [mm]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE3	COL	Koniec	0	-3000,0	313,5	868,1	0,0	0,0	0,0
	D1	Koniec	0	923,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	357,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE4	COL	Koniec	0	-3000,0	-313,5	-868,1	0,0	0,0	0,0
	D1	Koniec	0	-923,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	-357,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE5	COL	Koniec	0	-2947,0	266,2	172,1	0,0	0,0	0,0
	D1	Koniec	0	194,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	288,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE6	COL	Koniec	0	-2947,0	-266,2	-172,1	0,0	0,0	0,0
	D1	Koniec	0	-194,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	Koniec	0	-288,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Súhrn

Projekt: Diplomová práca - Prílohy
Číslo projektu: Návrh výškové budovy symetrického pôdorysu
Autor: Bc. Martin Laštík



Meno	Hodnota	Status posudku
Výpočet	100,0%	OK
Plechý	0,5 < 5%	OK
Skrutky	84,7 < 100%	OK
Kotvy	27,2 < 100%	OK
Zvary	98,2 < 100%	OK
Betónový blok	59,6 < 100%	OK
Šmyk	5,2 < 100%	OK
Vzper	Nespočítané	

Nastavenie normy

Položka	Hodnota	Jednotka	Článok/Rovnica
γ_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_c	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1,20	-	ETAG 001-C: 3.2.1
Súčiniteľ styčného β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Účinná plocha - súčiniteľ veľkosti oka	0,10	-	
Súčiniteľ trenia - betón	0,25	-	EN 1993-1-8
Súčiniteľ trenia v únosnosti preklzu	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limitné plastické pretvorenie	0,05	-	EN 1993-1-5
Vyhodnotenie napätie zvarov	Plastická redistribúcia		
Konštrukčné zásady	Nie		
Vzdialenosť medzi skrutkami [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Vzdialenosť medzi skrutkami a hranou [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pevnosť vytrhnutia betónového kužeľa	Áno		ETAG 001-C
Použiť vypočítané ab v posudku otláčenia.	Áno		EN 1993-1-8: tab 3.4

Software info

Aplikácie: Idea StatiCa Connection
Verzia: 8.2.17.46042
Vývinuto: Idea StatiCa

Príloha č. 13 Posúdenie základovej dosky - MSÚ

I. MS

1.Posúdenie základovej dosky:

Vstupné údaje

Zemina GP-G2

Objemová tiaž

zeminy v prirodzenom uložení

$$\gamma_1 := 20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$\gamma_{su} := 11 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

Efektívny uhol vnútorného trenia

$$\phi_{ef} := 33^\circ$$

Efektívna súdržnosť

$$c := 0 \text{ kPa}$$

Parciálny súčiniteľ únosnosti

$$\gamma_R := 1.4$$

$$\gamma_c := 1.0$$

Základová doska

šírka základovej dosky

$$b := 25 \text{ m}$$

dĺžka základovej dosky

$$l := 41 \text{ m}$$

hrúbka základovej dosky

$$h := 1.5 \cdot \text{m}$$

hlbka základovej škáry

$$d := 6 \text{ m}$$

Vrstva - popis zaťaženia	Objemová tiaž	Hrúbka vrstvy	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ³]	d [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Keramická dlažba	22	0,015	0,33	1,35	0,45
Cementový poter	24	0,04	0,95	1,35	1,28
TI - EPS	1,5	0,04	0,06	1,35	0,08
PE fólia	-	-	0,01	1,35	0,01
Vzduchotechnika, rozvody	-	-	0,20	1,35	0,27
Podhľad	-	-	0,15	1,35	0,20
		Σ	1,70	Σ	2,29

Vrstva - popis zaťaženia	Plošné zaťaženie	Hrúbka vrstvy	Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
	ρ [kN/m ³]	d [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
Oceľové nosníky	-	-	0,50	1,35	0,68
TR plech	-	-	0,11	1,35	0,15
Betón v trapézovom plechu	25	0,11	1,88	1,35	2,54

Kategória zaťažovanej plochy		Char. zaťaženie	Súčiniteľ zaťaženia	Návrhové zaťaženie
		ρ [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m]
B - Administratíva		3,00	1,50	4,50
Priestupné priečky		1,20	1,50	1,80

Celkové plošné zaťaženie podlažia:	Σ	8,39	-	11,95
------------------------------------	----------	------	---	-------

Zaťaženie na 1m² typ. podlažia

$$q_d := 11.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_{ed} := q_d \cdot n_p \cdot A_d$$

$$V_{ed} = 269473 \cdot \text{kN}$$

Tiaž základovej dosky:

$$G_z := \gamma_b \cdot b \cdot h \cdot l \cdot 1.35$$

$$G_z = 5.189 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Napätie v základovej škáre pre I.MS

$$\sigma_{de} := \frac{V_{ed} + G_z}{A_d} = 313.525 \cdot \text{kPa}$$

Súčinitele únosnosti

$$N_q := \left(\tan \left(45 \text{deg} + \frac{\phi_{ef}}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi_{ef})} = 26.09 \quad N_c := (N_q - 1) \cdot \frac{1}{\tan(\phi_{ef})} = 38.638$$

$$N_\gamma := 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi_{ef}) = 24.442$$

Súčinitele vplyvu hĺbky založenia

$$d_q := 1 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{d}{b} \cdot \sin(2 \cdot \phi_{ef})} \quad d_q = 1.047$$

$$d_c := 1 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{d}{b}} \quad d_c = 1.049$$

$$d_\gamma := 1 \quad \gamma_{mc} := 2 \quad c_{ef} := 0 \text{ kPa}$$

$$c_d := \frac{c_{ef}}{\gamma_{mc}} \quad c_d = 0$$

Súčinitele šikmosti zaťaženia

$$i_c := 1.0 \quad i_q := 1.0 \quad i_\gamma := 1.0$$

$$q := \gamma_1 h = 30 \cdot \text{kPa}$$

Návrhová únosnosť

$$R_d := \frac{\left[c_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot j_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot j_q + \gamma_{su} \cdot \left(\frac{b}{2} \right) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot j_\gamma \right]}{\gamma_R} = 2741 \cdot \text{kPa}$$

$$\sigma_{de} = 313.525 \cdot \text{kPa}$$

PODMIENKA :=	"Vyhovuje" if $R_d > \sigma_{de}$ = "Vyhovuje"
	"nevyhovuje" otherwise

Počet podlaží

$$n_p := 22$$

Plocha základovej dosky

$$A_d := b \cdot l = 1.025 \times 10^3 \text{ m}^2$$

Tiaž betónu

$$\gamma_b := 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_k := 8.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_{ek} := q_k \cdot n_p \cdot A_d = 189195 \cdot \text{kN}$$

Tiaž základovej dosky pre II.MS:

$$G_k := \gamma_b \cdot b \cdot h \cdot l$$

$$G_k = 3.844 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Napätie v základovej škáre pre II.MS

$$\sigma_{kz} := \frac{V_{ek} + G_k}{A_d} = 222.08 \cdot \text{kPa}$$

Súčinitele tvaru základu

$$s_c := 1 + 0.2 \cdot \frac{b}{l} \quad s_c = 1.122$$

$$s_q := 1 + \frac{b}{l} \cdot \sin(\phi_{ef}) \quad s_q = 1.332$$

$$s_\gamma := 1 - 0.3 \cdot \frac{b}{l} \quad s_\gamma = 0.817$$

Súčinitele sklonu terénu

$$j_c := 1.0 \quad j_q := 1.0 \quad j_\gamma := 1.0$$